

## VI-1-Ferrailage des portiques:

### VI-1-1-Les poutres :

#### a- Méthode de calcul :

En général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion, 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 :  $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp1}$

- Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre :  $\begin{cases} S_{p2}=0,8G \pm E. \\ SP_2=G+Q \pm E. \end{cases} \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp2}$

➤ Si  $M_{sp1}/M_{sp2} < 1,15$  on détermine les armatures sous  $S_{p1}$

➤ Si  $M_{sp1}/M_{sp2} > 1,15$  on détermine les armatures sous  $S_{p2}$ .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités ( $\gamma_s, \gamma_b$ )

Pour une situation accidentelle :  $\begin{cases} \gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48 \text{ Mpa} \end{cases}$

Pour une situation courante :  $\begin{cases} \gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17 \text{ Mpa} \end{cases}$

#### b- Armatures longitudinales :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a :

- Section d'armature minimale :  $A_{\min}=0,7\%$  (bxh) (Zone I)
- Section d'armature maximale :  $A_{\max1}=4\%$  (bxh) (Zone courante)

$$A_{\max2}=6\% \text{ (bxh) (Zone de recouvrement)}$$

Les valeurs des moments max en appuis et en travées ainsi l'effort tranchant du 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> genre sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Moments max des poutres

Type de poutre	Position	Moments max (KN.m)		Rapport M1/M2	Moments de calcul (KN.m)	T max (KN)
		M1	M2			
Poutre principale	Appuis	54,295	39,543	1,37	54,295	80,63
	Travées	40,885	29,908	1,37	40,885	
Poutre secondaire	Appuis	12,56	9,159	1,37	12,56	27,63
	Travées	12,051	8,728	1,38	15,051	

### C- Poutres principales (30x35) cm<sup>2</sup> :

#### Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) = 0,7 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{7,35 \text{ cm}^2} \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\% (b \times h) = 4 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{42 \text{ cm}^2} \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max 2} = 6\% (b \times h) = 6 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{63 \text{ cm}^2} \text{ (zone de recouvrement)}$$

#### ➤ En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 40,885 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 29,908 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 1,37 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

#### Données :

- Largeur de la poutre  $b = 30 \text{ cm}$ .
- Hauteur de la section  $ht = 35 \text{ cm}$ .
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = 0,9 \times ht = 31,5 \text{ cm}$
- Fissuration non préjudiciable
- $F_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 b} = \frac{40,885 \cdot 10^3}{30 \cdot (31,5)^2 \cdot 14,17} = 0,097 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,9485$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{40,885 \cdot 10^3}{0,9485 \cdot 31,5 \cdot 348} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 54,295 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 39,543 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}} = 1,37 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 b} = \frac{54,295 \cdot 10^3}{30 \cdot (31,5)^2 \cdot 14,17} = 0,13 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,930$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{54,295 \cdot 10^3}{0,930 \cdot 31,5 \cdot 348} = 5,33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**d- Poutres secondaires (30x30) cm<sup>2</sup> :**

**Armature longitudinale :**

$$A_{\min} = 0,7\% b \times h_t = 0,7 \times 30 \times 30 / 100 = \mathbf{6,3 \text{ cm}^2}$$
 (sur toute la section)

$$A_{\max 1} = 4\% b \times h_t = 4 \times 30 \times 30 / 100 = \mathbf{36 \text{ cm}^2}$$
 (zone courante)

$$A_{\max 2} = 6\% b \times h_t = 6 \times 30 \times 30 / 100 = \mathbf{54 \text{ cm}^2}$$
 (zone de recouvrement)

➤ **En travée :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 12,051 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 8,728 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 1,38 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

**Données :**

- Largeur de la poutre  $b = 30 \text{ cm}$ .
- Hauteur de la section  $h_t = 30 \text{ cm}$ .
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = 0,9 \times h_t = 27 \text{ cm}$

- Fissuration non préjudiciable
- $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 b} = \frac{12,051 \cdot 10^3}{30 \cdot (27)^2 \cdot 14,17} = 0,039 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,9805$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,051 \cdot 10^3}{0,9805 \cdot 27 \cdot 348} = 1,31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 12,56 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 9,159 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}} = 1,37 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 b} = \frac{12,56 \cdot 10^3}{30 \cdot (27)^2 \cdot 14,17} = 0,041 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,9795$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,56 \cdot 10^3}{0,9795 \cdot 27 \cdot 348} = 1,37 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Les tableaux représentés ci-après regroupent l'ensemble des résultants des sollicitations de calcul (Moments de calcul), les sections d'armatures correspondantes et les sections de ferrailage adoptées pour l'ensemble des niveaux.

**Tableau VI. 2 : Récapitulation du ferrailage des poutres principales**

Position	Moments de calcul (KN.m)	As (calculé)	As (min)	Choix	As
Appuis	54,295	5,33	7,35	3T16 fil + 3T12 chapeau	9,42
Travées	40,885	3,93		3T14	4,62

**Tableau VI.3 : Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires**

Position	Moments de calcul (KN.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
Appuis	15,56	1,37	6,3	3T14	4,62
Travées	12,051	1,31		3T12	3,39

**e-Vérifications:****e-1- Poutres principales (30x35) cm<sup>2</sup> :****Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23b_x d_x f_{t28} / f_e = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,1 / 400 = 1,14 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \times d) = 80,63 \times 10^3 / (300 \times 315) = 0,85 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0,85 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas un risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

**Calcul des armatures transversales :****Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (10 ; 30 ; 16)$$

On adopte :  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

**Espacement:**

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (31,5 ; 40\text{cm}) \Rightarrow St=30\text{cm} \end{array} \right.$$

$$\text{Zone nodale : } St \leq \min (h/4 ; 12\Phi_l ; 30\text{cm})$$

$$St \leq \min (8,75 ; 19,2 ; 30\text{cm}) \Rightarrow St=5\text{cm}$$

$$\text{Zone courante: } St \leq h/2$$

$$St \leq 17,5\text{cm} \Rightarrow St=15\text{cm}$$

**Section des armatures transversales :**

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

$k=1$  (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

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

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

$$F_e = 235 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow \left( \frac{At}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,85 - 0,3 \cdot 1,2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1,15 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,036 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

**Pourcentage minimal des armatures transversales :**

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

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max (0,43; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,43 \text{ Mpa}$$

$$\left( \frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,43 \times b}{f_e} = \frac{0,44 \times 30}{235} = 0,055 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) :  $\left( \frac{At}{S_t} \right) \geq 0,055 \text{ cm}$  , on prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$D'o\grave{u} \quad At \geq 0,825 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 6\phi 8 = 3.02 \text{ cm}^2/ml \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

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

$$T_{max} = 80,63 \text{ KN} \quad M_{app} = 54,295 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = M_{app} / Z = 54,295 / 0,9 \times 35 \times 10^{-2} = 172,37 \text{ KN} > 80,63 \text{ KN}$$

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

- **Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_b = F_b / S \\ \text{d'ou: } \bar{\sigma}_b = 2T / ab \end{cases} \quad \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \text{ (l'état d'équilibre )} \\ S = a \times b / \sqrt{2} \end{cases}$$

a : Longueur d'appuis de la bielle

On doit avoir  $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$ , mais pour tenir compte du faite que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

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

$$2T / ab \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b \quad \Rightarrow \quad a \geq 2T \gamma_b / 0,8 b f_{c28}$$

$$a \geq 2 \times 80,63 \times 1,5 / (0,8 \times 30 \times 25 \times 10) = 0,040 \text{ m} = 4 \text{ cm}$$

$$a' = b - 5 = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = 25 \text{ cm}$$

$$a = 25 \text{ cm} > 4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### **Entraînement des armatures :**

#### **Vérification des contraintes d'adhérence :**

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

$\psi_s$ : coefficient de scellement  $\psi_s = 1,5$  pour H.A

T : Effort tranchant max T = 80,63 KN

n : Nombre des armatures longitudinaux tendus n = 6

$\mu$  : Périmètre d'armature tendue  $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,6 = 5,024 \text{ cm}$

$$\tau_{\text{ser}} = 80,63 \times 10^3 / 0,9 \times 31,5 \times 5,024 \times 6 \times 10^2 = 0,94 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_{\text{ser}} = 0,94 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

#### **Ancrage des armatures tendues :**

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

La longueur de scellement droit  $l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$

Avec :  $\Phi$  : diamètre d'une barre.

$$l_s = 1,6 \times 400 / (4 \times 2,84) = 56,44 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon :  $r = 5,5 \Phi_1 = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

#### **Calcul des crochets :**

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 3 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 12,7 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 26,66 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 11,7 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 26,13 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,6 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 10,7 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 25,59 \text{ cm}$$

#### **La longueur de recouvrement :**

Selon le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  en zone I

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64 \text{ cm}$$

### Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{ser} = 29,908 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2$$

### Position de l'axe neutre :

$$by^2/2 - n.A (d-y) = 0$$

$$\Rightarrow 15y^2 + 69,3y - 2182,95 = 0 \Rightarrow y = 10 \text{ cm}$$

### Moment d'inertie :

$$I = by^3/3 + n.A (d-y)^2 = 42033,93 \text{ cm}^4$$

### Contrainte maximale dans le béton comprimée $\sigma_{bc}$ :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K.y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{29,908 \times 10^3}{42033,93} \times 10 = 7,12 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 7,12 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

### Vérification de la flèche :

$$M_{tsmax} = 29,908 \text{ KN.m}, \quad M_0 = (G+Q) l^2/8 = 15,75 \text{ KN.m} \quad (\text{à l'ELS})$$

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,08 > 0,06 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ h/L > Mt/10M_0 \Rightarrow 0,08 > 0,019 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ A_s/b.d < 4,2/f_e \Rightarrow 0,005 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

### e-2- Poutres secondaires (30x30) cm<sup>2</sup> :

#### Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23b_x d_x f_{t28}/f_e = 0,23 \times 30 \times 27 \times 2,1/400 = 0,98 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adoptée} > A_{min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

#### Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T/(b_x d) = 27,63 \times 10^3 / (300 \times 270) = 0,34 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0,34 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$



Il n'y a pas un risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

### Calcul des armatures transversales :

#### Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (8,57 ; 30 ; 14)$$

On adopte :  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

#### Espacement :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (24,3 ; 40\text{cm}) \Rightarrow St = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Zone nodale :  $St \leq \min (h/4 ; 12\Phi_l ; 30\text{cm})$

$$St \leq \min (7,5 ; 16,8 ; 30\text{cm})$$

$$\Rightarrow St = 5\text{cm}$$

Zone courante :  $St \leq h/2$

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

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

#### Section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b \cdot st} \cdot \frac{fe}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

$k=1$  (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

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

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

$$Fe = 235 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow \left( \frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,34 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,047 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

#### Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max (0,17 ; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left( \frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b}{fe} = \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,051 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) :  $\left(\frac{At}{S_t}\right) \geq 0,051 \text{ cm}$  , on prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

D'où  $At \geq 0,77 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

### **Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T_{\max} = 27,63 \text{ KN} \quad M_{\text{app}} = 12,56 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = M_{\text{app}} / Z = 12,56 / 0,9 \times 27 \times 10^{-2} = 51,59 \text{ KN} > 27,63 \text{ KN}$$

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

### **-Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est :

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_b &= F_b / S & \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \text{ (l'état d'équilibre)} \\ S = a \times b / \sqrt{2} \end{cases} \\ \text{d'ou: } \bar{\sigma}_b &= 2T / ab \end{aligned}$$

a : Longueur d'appuis de la bielle

On doit avoir  $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$ , mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différentes de  $45^\circ$  on doit vérifier que :

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

$$2T / ab \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b \quad \Rightarrow a \geq 2T \gamma_b / 0,8 b f_{c28}$$

$$a \geq 2 \times 27,63 \times 1,5 / (0,8 \times 30 \times 25 \times 10) = 0,014 \text{ m} = 1,4 \text{ cm}$$

$$a' = b - 5 = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = 24,3 \text{ cm}$$

$$a = 24,3 \text{ cm} > 1,4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### **Entraînement des armatures :**

#### **Vérification des contraintes d'adhérence :**

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

$\psi_s$ : coefficient de scellement  $\psi_s = 1,5$  pour H.A

T : Effort tranchant max  $T = 27,63 \text{ KN}$

n : Nombre des armatures longitudinales tendus  $n = 6$

$\mu$  : Périmètre d'armature tendue  $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,4 = 4,39 \text{ cm}$

$$\tau_{\text{ser}} = 27,63 \times 10^3 / 0,9 \times 27 \times 4,39 \times 6 \times 10^2 = 0,43 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_{\text{ser}} = 0,43 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$$

Avec :  $\Phi$  : diamètre d'une barre.

$$L_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,38 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon :  $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

### Calcul des crochets :

Crochets courants angle de  $90^\circ$

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 36 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 8,3 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 12,95 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 9,3 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 12,42 \text{ cm}$$

### La longueur de recouvrement :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  en zone I

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

### Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{\text{ser}} = 8,73 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

### Position de l'axe neutre :

$$by^2/2 - n \cdot A (d-y) = 0$$

$$\Rightarrow 15y^2 + 50,85y - 1372,95 = 0 \Rightarrow y = 8 \text{ cm}$$

### Moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + n \cdot A (d-y)^2 = 27544,85 \text{ cm}^4$$

**Contrainte maximale dans le béton comprimée  $\sigma_{bc}$ :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{8,73 \times 10^3}{27544,85} \times 8 = 2,54 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$\sigma_{bc} = 2,54 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$  .....condition vérifiée.

**Vérification de la flèche :**

$M_{tmax} = 8,73 \text{ KN.m}$ ,  $M_0 = (G+Q) l^2/8 = 9,07 \text{ KN.m}$  (à l'ELS)  **$A_s = 3,39 \text{ cm}^2$**

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,09 > 0,06 \text{ .....condition vérifiée} \\ h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,09 > 0,09 \text{ .....condition vérifiée} \\ A_s/b.d < 4,2/f_c \Rightarrow 0,004 < 0,0105 \text{ .....condition vérifiée} \end{array} \right.$$

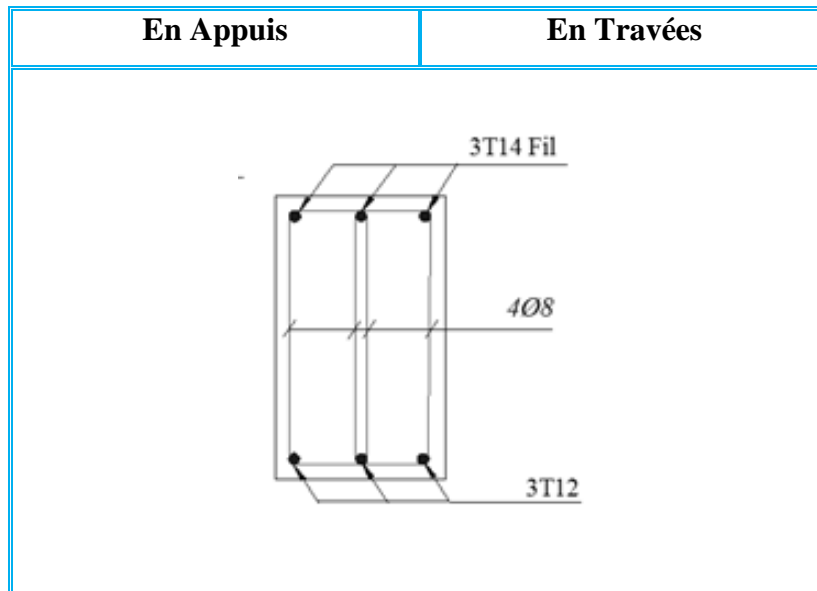
**Donc le calcul pratique de la flèche n'est pas nécessaire.**

Le ferraillage des poutres principales et des chaînages est regroupé dans les tableaux suivants

**Tableau VI.4 : Ferraillage des poutres principales**

En Appuis	En Travées

Tableau VI.5 : Ferrailage des poutres secondaires



### VI-1-2- Les poteaux :

#### a- Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée.

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les Combinaisons suivantes :

$$\begin{array}{l}
 - 1^{\text{er}} \text{Genre :} \\
 - 2^{\text{ème}} \text{Genre :}
 \end{array}
 \left\{ \begin{array}{l}
 1,35G + 1,5Q \dots\dots (N_{\max} ; M_{\text{corresp}}) \longrightarrow A_1 \\
 G + Q \pm E \dots\dots (M_{\max} ; N_{\text{corresp}}) \longrightarrow A_2
 \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité ( $\gamma_s$ ,  $\gamma_b$ )

$$\text{Pour la situation accidentelle:} \left\{ \begin{array}{l}
 \gamma_s = 1 \quad \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.} \\
 \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa}
 \end{array} \right.$$

$$\text{Pour la situation courante} \left\{ \begin{array}{l}
 \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.} \\
 \gamma_b = 1,5 \quad \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa}
 \end{array} \right.$$

**b-Ferrailage exigé par R.P.A 99 (version 2003) :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets

Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de **0,7%** (zone I)

Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de **4%** en zone courante, **6%** en zone de recouvrement.

Le diamètre minimal est de **12 mm**

La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø** (zone I)

La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** en zone I.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

<b>poteaux</b>	<b><math>A_{\min} = 0,7 \% \times S</math></b>	<b><math>A_{\max 1} = 4 \% \times S</math></b>	<b><math>A_{\max 2} = 6 \% \times S</math></b>
(40x40) cm <sup>2</sup>	11,2	64	96
(35x35) cm <sup>2</sup>	8,58	49	73,5

**c- Exemple de calcul :****Poteaux (40x40) cm<sup>2</sup>:****Combinaison de 1<sup>er</sup> genre (1,35G + 1,5Q) :**

$$\text{➤ (a) } N_{\max} = 1187,67 \text{ KN} \quad M_{\text{corresp}} = 2,703 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 0,0023 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1187,67 \left( 0,36 - 0,40/2 + 0,0023 \right) = 192,76 \text{ KN.m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \cdot (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} N_u = 1187,67 \text{ KN} < 1836,43 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 192,76 \text{ KN.m} < 299,65 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_1 = A'_1 = 0$ ).

$$\text{➤ (b) } N_{\min} = 170,95 \text{ KN} \quad M_{\text{corresp}} = 19,519 \text{ KN.m}$$

**Détermination du centre de pression :**

$$e = M/N = 19,519/170,95 = 0,1142 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 170,95 \left( 0,36 - 0,40/2 + 0,1142 \right) = 46,88 \text{ KN.m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81fbc.b.h \\ Mu \leq N_u.d (1-0,514Nu/b.d.fbc) \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} Nu=170,95 < 1836,43 \text{ KN} \dots \text{condition vérifiée} \\ Mu=46,88 \text{ KN.m} < 58,89 \text{ KN.m.} \text{ Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_2=A'_2=0$ )

➤ (c)  $M_{\max} = 29,69 \text{ KN.m}$      $N_{\text{corresp}} = 514 \text{ KN}$

Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 29,69/514 = 0,058 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 514 \left( 0,36 - 0,40/2 + 0,058 \right) = 112,05 \text{ KN.m}$$

**Vérification si la section est surabondante:**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81fbc.b.h \\ Mu \leq N_u.d (1-0,514Nu/b.d.fbc) \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} Nu = 514 \text{ KN} < 1836,43 \text{ KN} \dots \text{condition vérifiée} \\ Mu = 112,05 \text{ KN.m} < 161,08 \text{ KN.m} \text{ condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_3=A'_3=0$ )

❖ **combinaison de 2<sup>ème</sup> genre :**

➤ (a)  $N_{\max} = 864,42 \text{ KN}$      $M_{\text{corresp}} = 1,955 \text{ KN.m}$

Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 0,0023 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 864,42 \left( 0,36 - 0,40/2 + 0,0023 \right) = 140,30 \text{ KN.m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81fbc.b.h \\ Mu \leq N_u.d (1-0,514Nu/b.d.fbc) \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} Nu = 864,42 \text{ KN} < 2395 \text{ KN} \dots \text{condition vérifiée} \\ Mu = 140,30 \text{ KN.m} < 259,23 \text{ KN.m.} \text{ Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_4=A'_4=0$ )

➤ (b)  $N_{\min} = 125,31 \text{ KN}$      $M_{\text{corresp}} = 14,151 \text{ KN.m}$

Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 14,151/125,31 = 0,1129 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 125,31 \left( 0,36 - 0,40/2 + 0,1129 \right) = 34,20 \text{ KN.m}$$

**Vérification si la section est surabondante:**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} N_u = 125,31 \text{ KN} < 2395 \text{ KN} \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ M_u = 34,20 \text{ KN.m} < 44,02 \text{ KN.m} \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_5 = A'_5 = 0$ )

➤ (c)  $M_{\max} = 21,536 \text{ KN.m}$        $N_{\text{corresp}} = 375,02 \text{ KN}$

Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 21,536/375,02 = 0,057 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 375,02 \left( 0,36 - 0,40/2 + 0,057 \right) = 21,54 \text{ KN.m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} N_u = 375,02 \text{ KN} < 2395 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 21,54 \text{ KN.m} < 125,23 \text{ KN.m} \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_6 = A'_6 = 0$ )

**Calcul des armatures transversales :**

**Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t = \Phi_l / 3$$

$$\Phi_t = 16 / 3$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- $V_u$  : Effort tranchant de calcul

- $h_1$  : hauteur totale de la section brute

- $f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

- $\rho_a$  : Coefficient correcteur égal à 2,5 si l'élançement géométrique  $\lambda_g \geq 5$  et à 3,5 dans le cas contraire.

- $St$  : Espacement des armatures transversales.



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

**Calcul de l'élanement géométrique  $\lambda_g$  :**

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec:  $L_f$  : Longueur de flambement du poteau.

$b$  : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \cdot 3,23 / 0,4 = 5,48$$

$$\lambda_g = 5,6525 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{10 \times 2,5 \times 19,44 \times 10}{40 \times 235} = 0,52 \text{ cm}^2$$

**Quantité d'armatures transversales minimales :**

$A_t / t \cdot b$  en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 5,6525 > 5 : \Rightarrow 0,3 \%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,003 \cdot 10 \cdot 40 = 1,2 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,003 \cdot 15 \cdot 40 = 1,8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On adopte aux poteaux : **8T8** soit **S = 4,02 cm<sup>2</sup>**

**Vérification de la section minimale d'armatures transversales :**

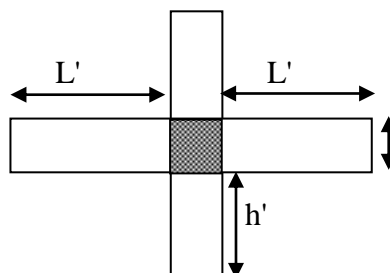
$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_v ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\text{Zone courante : } \frac{4,02 \times 400}{40 \times 15} = 2,68 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Zone nodale : } \frac{4,02 \times 400}{40 \times 10} = 4,02 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteau** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.



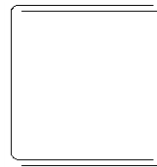
Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\begin{cases} h' = \text{Max}(h_e/6; b; h; 60\text{cm}) = \text{Max}(323/6; 40; 40; 60) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2.h = 2 \times 40 = 80\text{cm} \end{cases}$$

**Disposition constructive des armatures des nœuds :**

Les nœuds dans une construction sont des points critiques, donc selon les règles parasismiques algériennes, dans le but d'éviter l'éclatement de ces zones on doit prévoir des cadres traditionnels ou deux U superposés formant un carré ou un rectangle avec un espacement maximum de 10 cm et un nombre minimum de 03 cadres par nœud.

**02 U superposés**

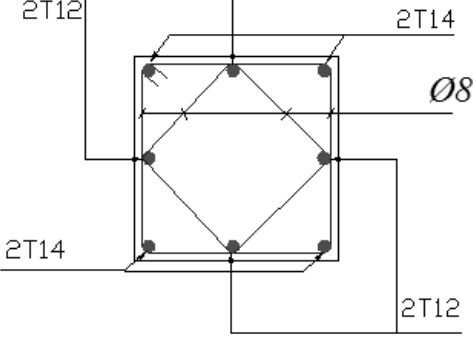


Les sollicitations max et sections d'armatures correspondants aux différents niveaux sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau VI.6 : Récapitulation du ferrailage des poteaux

Etages	Combinaison	Efforts	Valeur en KN ;KN.m	As(calculée) (cm <sup>2</sup> )	As(min) (cm <sup>2</sup> )	Choix	As(cm <sup>2</sup> )
(35x35) cm <sup>2</sup>	ELU	N <sub>max</sub>	654,54	0	8,58	<b>4T14 + 4T12</b>	10,68
		M <sub>corr</sub>	7,13				
		N <sub>min</sub>	11,75	0			
		M <sub>corr</sub>	0,494				
		M <sub>max</sub>	42,51	0			
		N <sub>corr</sub>	117				
	G+Q+E	N <sub>max</sub>	476,49	0	8,58		
		M <sub>corr</sub>	5,159				
		N <sub>min</sub>	8,59	0			
		M <sub>corr</sub>	0,361				
		M <sub>max</sub>	30,93	0			
		N <sub>corr</sub>	86,04				
(40x40) cm <sup>2</sup>	ELU	N <sub>max</sub>	1187,67	0	11,2	<b>4T16 + 4T14</b>	14,20
		M <sub>corr</sub>	2,703				
		N <sub>min</sub>	170,95	0			
		M <sub>corr</sub>	19,519				
		M <sub>max</sub>	29,69	0			
		N <sub>corr</sub>	514				
	G+Q+E	N <sub>max</sub>	864,42	0	11,2		
		M <sub>corr</sub>	1,955				
		N <sub>min</sub>	126,31	0			
		M <sub>corr</sub>	14,151				
		M <sub>max</sub>	21,536	0			
		N <sub>corr</sub>	375,02				

Tableau VI.7 : Ferrailages des poteaux

Niveaux	Ferrailage
<p>04<sup>eme</sup> étage au 06<sup>eme</sup> étage (35×35) cm<sup>2</sup></p>	
<p>RDCau 03<sup>eme</sup> étage (40×40) cm<sup>2</sup></p>	