

**VI.1-Introduction :**

L'étude sous charge verticales et horizontales, nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres) dans les différents nœuds et travées. Le logiciel ETABS a été utilisé pour déterminer les sollicitations, ce qui permettra le calcul des portiques.

**VI.1.1-Les combinaisons de calcul :**

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont donnée ci-dessous, les éléments de la structure doivent être ferrailés par les combinaisons des charges sur la base des règlements BAEL 91 et RPA 99/2003.

$$\begin{array}{l}
 - \text{ Poutres : } \left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1ier genre (BAEL 91) : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2éme genre (RPA 99/2003) : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right. \\
 - \text{ Poteaux : } \left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1ier genre (BAEL 91) : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2éme genre (RPA 99/2003) : } \begin{cases} G + Q \pm 1,2E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right.
 \end{array}$$

Avec :

**G** : Charges permanentes ;

**Q** : Charges d'exploitation ;

**E** : Effort sismique

**VI.2-Ferraillage des poutres :****VI.2.1-Méthode de calcul :**

En cas générale, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent, le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible, donc on fait le calcul en flexion simple.

Le ferraillage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu préjudiciable.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1<sup>ier</sup> et du 2<sup>éme</sup> genre :

Sollicitations du 1<sup>ier</sup> genre (BAEL 91) :

$$S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1}$$

Sollicitations du 2<sup>éme</sup> genre (RPA 99/2003) :

$$\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2}$$

$$\begin{cases} \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} < 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p2} \\ \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} > 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p1} \end{cases}$$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurité ( $\gamma_s ; \gamma_b$ ).

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

$$\text{Pour la situation normale ou durable : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 384 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$$

### VI.2.2-Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales :

D'après le RPA 99/2003 (article 7.4.2) on a :

- Section d'armature minimale :  $A_{\min} = 0,5\% \times b \times h_t$  ;
- Section d'armature maximale :  $\begin{cases} A_{\max 1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{\max 2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$  ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à  $90^\circ$ .

Dans ce cas, le ferrailage se fera sur les poutres les plus sollicitées, et il se fera pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travées seront ferrillées pour une situation durable et sur appuis pour une situation accidentelle.

### VI.2.3-Exemple de calcul :

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

Poutre principale de rive étage courant (30x35) cm<sup>2</sup>

#### VI.2.3.1-Armatures longitudinales

$$A_{\min} = 0,5\%b.ht = 0,5 \times 30 \times 35 / 100 = 5,25 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\%b.ht = 4 \times 30 \times 35 / 100 = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max 2} = 6\% b.ht = 6 \times 30 \times 35 / 100 = 63 \text{ cm}^2$$

**a)-Ferrailage sur appuis :**

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 1,78 \text{ t.m} \\ M_{sp2} = 5,22 \text{ t.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,34 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Données :

- Largeur de la poutre :  $b = 30 \text{ cm}$  ;
- Hauteur de la section :  $h = 35 \text{ cm}$  ;
- Hauteur utile des aciers tendus :  $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$  ;
- Contrainte des aciers utilisés :  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;
- Contrainte du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;
- Contrainte limite du béton :  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;
- Fissuration peu préjudiciable.

**Le moment réduit  $\mu_u$  :**

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{52,2 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,123 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,9345$$

**La section d'acier:**

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{52,2 \times 10^3}{0,9345 \times 31,5 \times 348} = 5,09 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 3T14 + 3T12 ce qui nous donne  $A = 8,01 \text{ cm}^2$ **b)-Ferrailage en travée :**

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 1,09 \text{ t.m} \\ M_{sp2} = 3,15 \text{ t.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 1,35 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p1}$$

**Le moment réduit  $\mu_u$  :**

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10,9 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,025 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,9875$$

**La section d'acier :**

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{31,5 \times 10^3}{0,9875 \times 31,5 \times 348} = 2,90 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 3T12+3T12 ce qui nous donne  $A = 6,78 \text{ cm}^2$

**VI.2.3.2-Vérification du ferrailage de la poutre :****a)-Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,10}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adpt}} > A_{\min}$  ; Condition vérifiée

$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h_t = 5,25 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow$  Condition vérifiée sur toute la section.

**b)-Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{31,6 \times 10}{30 \times 31,5} = 0,33 \text{ MPa}$$

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

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

$\tau_u = 0,33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

Il n y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

**c) Détermination du diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_1\right\} = \min\{10 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 14 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

**d)-L'espacement:**

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{28,35 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4} ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi_1\right\} = \min\{8,75 ; 30 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

**e)-Vérification de la section d'armatures minimale:**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,0165 ; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,05 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} &\geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,33 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} \\ &= -0,049 \text{ cm} \quad (2) \end{aligned}$$

$$\text{On prend le max (1) et (2) } \begin{cases} A_t \geq 0,097S_t \\ \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq 0,05 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

#### f)-Ancrage des armatures aux niveaux des appuis:

$$T = 3,16 \text{ t}; M_{ap} = 5,22 \text{ t.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{5,22}{0,9 \times 31,5 \times 10^{-2}} = 18,41 \text{ t} > 3,16 \text{ t}$$

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

#### g)-Compression de la bielle d'about:

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S}; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab}; \text{ Où } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de  $45^\circ$ , donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 31,6 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10} \\ = 0,02 \text{ m} = 2,00 \text{ cm}$$

$$a' = b - 2 = 28 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(28 \text{ cm}; 28,35 \text{ cm}) = 28 \text{ cm}; a > 2 \text{ cm}; \text{ Condition vérifiée.}$$

#### h)-Entraînement des armatures:

##### h.1)-Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

$\psi_s$  : Coefficient de cisaillement ;  $\psi_s = 1,5$  pour H. A ;

T : L'effort tranchant maximum ;  $T = 31,6 \text{ kN}$  ;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ;  $n = 3$  ;

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,4 = 4,40 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{31,6 \times 10^3}{28,35 \times 4,40 \times 3 \times 10^2} = 0,84 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{ser} = 0,84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée.}$$

**h.2)-Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit «  $L_s$  » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre  $\Phi$  pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_s$ .

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

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,47 \text{ cm} \end{cases}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ( $b = 30 \text{ cm}$ ), on est obligés de courber les armatures d'une valeur «  $r$  » :  $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

**h.3)-Calcul des crochets:**

Crochets courant d'angle de  $90^\circ$  :  $L_2 = d - (c + \Phi/2 + r)$  ;  $L_1 \geq L_s - 2,19r - L_2/1,87$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 19,3 \text{ cm} \\ L_1 = 8,65 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 18,1 \text{ cm} \\ L_1 = 7,75 \text{ cm} \end{cases}$$

**h.4)-La longueur de recouvrement:**

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

**VI.2.3.3-Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$M_{ser} = 1,29 \text{ t.m} ; A = 3,39 \text{ cm}^2$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 15y^2 + 63,45y - 2569,72 = 0 \rightarrow y = 8,78 \text{ cm}$$

**b)-Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 8,78^3}{3} + (15 \times 3,39 \times (31,5 - 8,78)^2) = 33017,05 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1,29 \times 10^4}{33017,05} \times 8,78 = 3,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,43 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

**d)-Vérification de la flèche :**

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$M_{t_{ser}} = 0,80 \text{ t.m} ; A_s = 2,61 \text{ cm}^2; \text{ Tirée à partir du logiciel ETABS}$$

$$M_{0_{ser}} = \frac{(G + Q)l^2}{8} = \frac{(0,504 + 0,15) \times 3,9^2}{8} = 1,24 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{390} = 0,09 > 0,062 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t_{ser}}}{10 \times M_{0_{ser}}} \Rightarrow \frac{35}{390} = 0,09 > \frac{0,80}{10 \times 1,24} = 0,066 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,61}{30 \times 40,5} = 0,002 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

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.

Niveau	Section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm²)	A calculé (cm²)	A adopté (cm²)
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
RDC +étage courant	Appuis	1,78	5,22	5,22	5,25	5,09	3T14+3T12=8,01
	Travée	1,09	3,15	3,15		2,90	3T12+3T12=6,78
Terrasse	Appuis	1,96	5,25	5,25	5,25	5,13	3T14+3T12=8,01
	Travée	1,20	2,87	2,85		2,71	3T12+3T12=6,78

**Tableau VII.1-Ferrailage des différents niveaux (poutre de rive sens principale)**

Niveau	Section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (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 +étage courant	Appuis	5,41	5,01	5,01	5,25	4,90	3T14+3T12=8,01
	Travée	1,98	1,56	1,98		1,46	3T12+3T12=6,78
Terrasse	Appuis	5,43	4,76	5,43	5,25	4,62	3T12+3T12=6,78
	Travée	2,25	1,66	2,55		1,56	3T14+3T12=8,01

**Tableau VII.2-Ferrailage des différents niveaux (poutre inter sens principale)**

Niveau	Section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (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 +étage courant	Appuis	3,08	3,23	3,23	4,5	3,07	3T12+2T12=6,78
	Travée	1,48	1,97	1,97		1,84	3T12+2T12=6,78
Terrasse	Appuis	2,4	2,5	2,5	4,5	2,35	3T12+2T12=6,78
	Travée	1,17	1,53	1,53		1,42	3T12+2T12=6,78

**Tableau VII.3-Ferrailage des différents niveaux (poutre de rive sens secondaire)**

Niveau	Section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (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 +étage courant	Appuis	2,65	4,37	4,37	4,5	4,22	3T12+2T12=6,78
	Travée	2,10	3,45	3,45		4,22	3T12+2T12=6,78
Terrasse	Appuis	2,59	4,06	4,06	4,5	3,90	3T12+2T12=6,78
	Travée	1,89	2,78	2,78		2,63	3T12+2T12=6,78

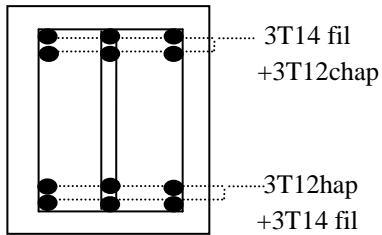
**Tableau VII.4-Ferrailage des différents niveaux (poutre de inter sens secondaire)**



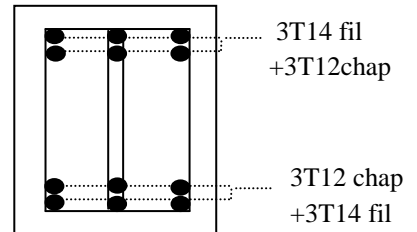
**Poutre principale (30x35) cm<sup>2</sup>**

**Poutres intermédiaires**

**Niveau (R.D.C+etage courant)**

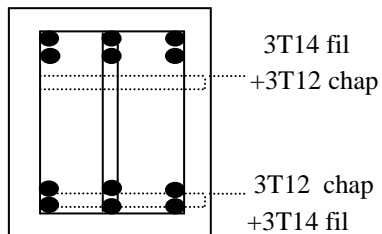


**Niveau Terrasse**

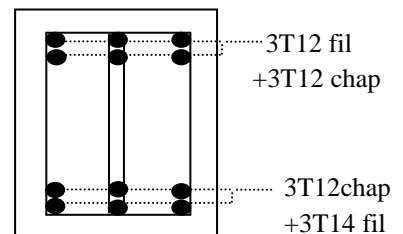


**Poutres de rive**

**Niveau (R.D.C)**



**Niveau Terrasse**



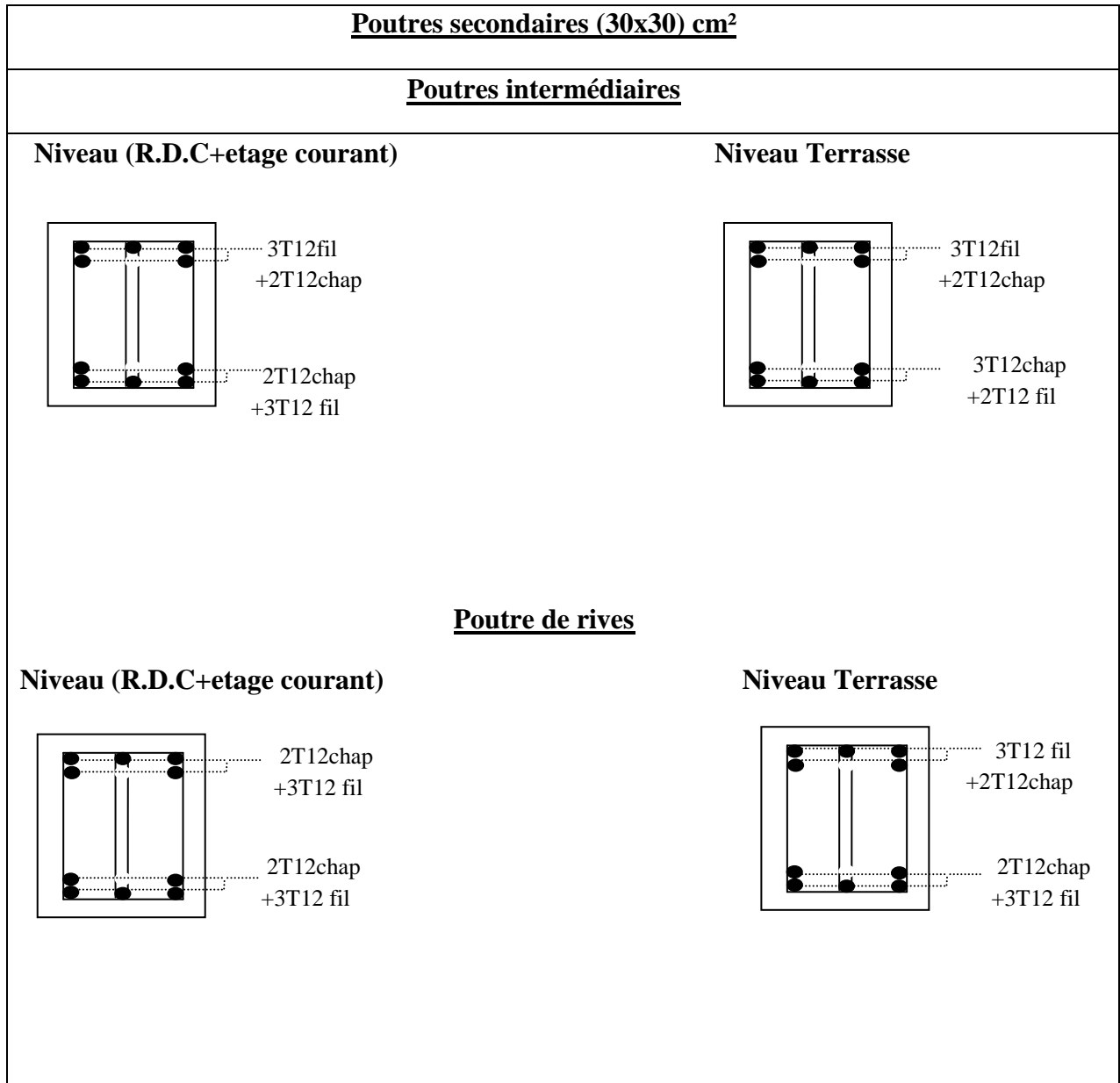


Figure VI.1-Ferraillage de poutre

**VI.3-Ferraillage des poteaux :****VI.3.1-Méthode de calcul :**

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_1 \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_2 \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_4 \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_5 \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité  $\gamma_s$  ;  $\gamma_b$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases} \\ \text{Situation normale : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases} \end{array} \right.$$

**VI.3.2-Ferraillage exigé par le RPA 99/2003 :**

- Les armatures longitudinales doivent être haute adhérences droites et sans crochet ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone I) ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% en zone de recouvrement ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Le distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I ;
- 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 donnés dans des tableaux :

Type de poteaux	$A_{\min} = 0,7\% \times S$	$A_{\max 1} = 4\% \times S$
Type 1 (45 x 45 cm <sup>2</sup> )	14,18 (cm <sup>2</sup> )	81 (cm <sup>2</sup> )
Type 2 (35 x 35 cm <sup>2</sup> )	8,58 (cm <sup>2</sup> )	49 (cm <sup>2</sup> )
Type 2 (30 x 30 cm <sup>2</sup> )	6,3 (cm <sup>2</sup> )	36 (cm <sup>2</sup> )

Tableau VI.5-Armatures minimales pour les poteaux

Etages		Type 1 (45 x 45 cm <sup>2</sup> )	Type 2 (35 x 35 cm <sup>2</sup> )	Type 3 (30 x 30 cm <sup>2</sup> )
Combinaison				
A	N <sub>max</sub>	121,45	95,76	46,86
	M <sub>cor</sub>	1,016	0,75	0,78
B	N <sub>min</sub>	28,63	15,03	1,72
	M <sub>cor</sub>	0,10	0,67	0,039
C	M <sub>max</sub>	1,64	1,91	1,86
	N <sub>cor</sub>	119,60	53,45	12,65

Tableau VI.6-Sollicitations du premier genre

Etages		Type 1 (45 x 45 cm <sup>2</sup> )	Type 2 (40 x 40 cm <sup>2</sup> )	Type 3 (35 x 35 cm <sup>2</sup> )
Combinaison				
A	N <sub>max</sub>	91,81	72,48	35,29
	M <sub>cor</sub>	1,07	1,09	1,07
B	N <sub>min</sub>	34,22	16,95	1,48
	M <sub>cor</sub>	0,46	0,35	0,045
C	M <sub>max</sub>	2,38	2,53	2,45
	N <sub>cor</sub>	80,12	32,09	8,65

**Tableau VI.7-Sollicitations du deuxième genre**

### VI.3.3-Exemple de calcul :

Poteau de Section (45x45) cm<sup>2</sup> rive (S-sol, RDC)

Données :

- Largeur du poteau b= 45 cm.
- hauteur de la section ht = 45 cm.
- Enrobage c = 2,5 cm.
- Hauteur utile des aciers tendus d = ht-c= 42,5 cm
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e = 400$  Mpa
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25$  Mpa
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28} = 2,1$ Mpa.
- Fissuration peu préjudiciable

#### ❖ Combinaison du 1<sup>ère</sup> genre :

$$N_{max} = 121,45 \text{ t} \quad M_{corresp} = 1,016 \text{ t.m}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 1,016/121,45 = 0,0083 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 121,45 \times \left( 0,425 - 0,45/2 + 0,0083 \right) = 25,30 \text{ t.m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times fbc \times b \times h \\ Mu \leq Nu \cdot d (1 - 0,514Nu/b \cdot d \cdot fbc) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} Nu = 121,45 \text{ t} < 232,42 \text{ t} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 25,30 \text{ t.m} < 39,73 \text{ t.m} \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

**Nmin** = 28,63 t      **Mcorresp** = 0,10 t.m

**Détermination le centre de pression :**

$e = M/N = 0,10/28,63 = 0,0035 \text{ m}$

$Mu = Nu (d - \frac{ht}{2} + e) = 28,63 (0,425 - 0,45/2 + 0,0035) = 5,83 \text{ t.m}$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc \cdot b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d (1 - 0,514Nu/b \cdot d \cdot fbc) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} Nu = 28,63 \text{ t} < 232,42 \text{ t} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 5,83 \text{ t.m} < 11,37 \text{ t.m} \dots \text{Condition} \end{array} \right.$$

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

**Nmin** = 119,6 t      **Mcorresp** = 1,64 t.m

**Détermination le centre de pression :**

$e = M/N = 1,64/119,6 = 0,0137 \text{ m}$

$Mu = Nu (d - \frac{ht}{2} + e) = 119,6 (0,425 - 0,45/2 + 0,0137) = 25,55 \text{ t.m}$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc \cdot b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d (1 - 0,514Nu/b \cdot d \cdot fbc) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} Nu = 119,6 \text{ t} < 232,42 \text{ t} \dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ Mu = 25,55 \text{ t.m} < 39,29 \text{ t.m} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

❖ **Combinaisons du 2eme genre :**

$$N_{min} = 91,81 \text{ t} \quad M_{corresp} = 1,07 \text{ t.m}$$

**Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 1,07/91,81 = 0,0116 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 91,81 (0,425 - 0,45/2 + 0,0116) = 19,43 \text{ t.m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left( 1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_u = 91,81 \text{ t} < 232,42 \text{ t} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ M_u = 19,43 \text{ t.m} < 32,22 \text{ t.m} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

$$N_{min} = 34,22 \text{ t} \quad M_{corresp} = 0,46 \text{ t.m}$$

**Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 0,46/34,22 = 0,0134 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 34,22 (0,425 - 0,45/2 + 0,0134) = 7,30 \text{ t.m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left( 1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_u = 34,22 \text{ t} < 232,42 \text{ t} \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ M_u = 7,30 \text{ t.m} < 13,59 \text{ t.m} \dots \text{Condition non vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

$$N_{min} = 80,12 \text{ t} \quad M_{corresp} = 2,38 \text{ t.m}$$

**Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 2,38/80,12 = 0,0298 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 80,12 (0,425 - 0,45/2 + 0,0298) = 18,41 \text{ t.m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left( 1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_u = 80,12 \text{ t} < 232,42 \text{ t} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ M_u = 18,41 \text{ t.m} < 28,88 \text{ t.m} \dots \text{Condition} \end{array} \right.$$

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

$$A_{\min} = 0,007 \times 45 \times 45 = 14,18 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{\min}) = \max(0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 14,18) = 14,18 \text{ cm}^2$$

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant :

Niveaux	Combs	1 <sup>er</sup> genre			2 <sup>eme</sup> genre			A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
		N <sub>U</sub> (t)	M <sub>u</sub> (t.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>U</sub> (t)	M <sub>u</sub> (t.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )		
(45x45)	(a)	121,45	1,016	0	91,81	1,07	0	14,18	4T16+4T14 As=14,20
	(b)	28,63	1,10	0	34,22	0,46	0		
	(c)	1,64	119,60	0	2,38	80,12	0		
(35x35)	(a)	95,76	0,75	0	72,48	1,09	0	8,50	4T14+4T12 As = 10,68
	(b)	15,03	0,67	0	16,95	0,35	0		
	(c)	1,91	1,91	0	2,53	32,09	0		
(30x30)	(a)	46,86	0,78	0	35,29	1,07	0	6,3	8T12 As= 9,05
	(b)	1,72	0,039	0	1,48	0,045	0		
	(c)	1,86	1,86	0	2,45	8,65	0		

Tableau VI.8-Ferrailage des poteaux.

**VI.3.1.3-Vérifications de la contrainte de cisaillement :**

Le poteau le plus sollicité est (45 x 45 cm<sup>2</sup>).

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{0,91 \times 100}{45 \times 42,5} = 0,082 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,082 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Il n y a pas de risque de cisaillement.



**VI.3.2-Calcul des armatures transversales :**

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/2003.

**a)-Le diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t = \frac{\Phi_1}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

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

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

$V_u$  : Effort tranchant de calcul ;

$h_l$  : Hauteur totale de la section brute ;

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

$\rho_a$  : Coefficient correcteur égale à :  $\begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

**b)-L'espacement :**

D'après le RPA 99/2003 on a :

$$\begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{10\Phi_1 ; 15 \text{ cm}\} = 14 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_1 = 21 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

**c)-Calcul de l'élancement géométrique :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,45} = 4,76 < 5 \rightarrow \rho_a = 3,75$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 3,75 \times 91}{45 \times 235} = 0,48 \text{ cm}^2$$

**d)-Quantité d'armatures transversales minimales :**

$A_t/S_t \times b$  en % est donné comme suit :  $3 < \lambda_g < 5 \rightarrow 0,25\%$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,25\% \times 10 \times 45 = 1,125 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,25\% \times 15 \times 45 = 1,687 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_t = 4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \\ S_t = 10/15 \text{ cm} \end{cases}$$

e)-Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 1,15 \text{ cm}^2$$

$< 2,01 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée

f)-Détermination de la zone nodale:

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit, et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\left\{ h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 51 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} \} = 60 \text{ cm} \right.$$

$L' = 2h = 90 \text{ cm}$

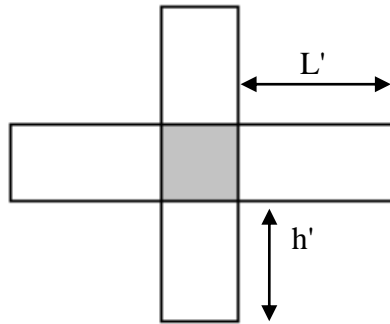


Figure VI.2-La zone nodale.

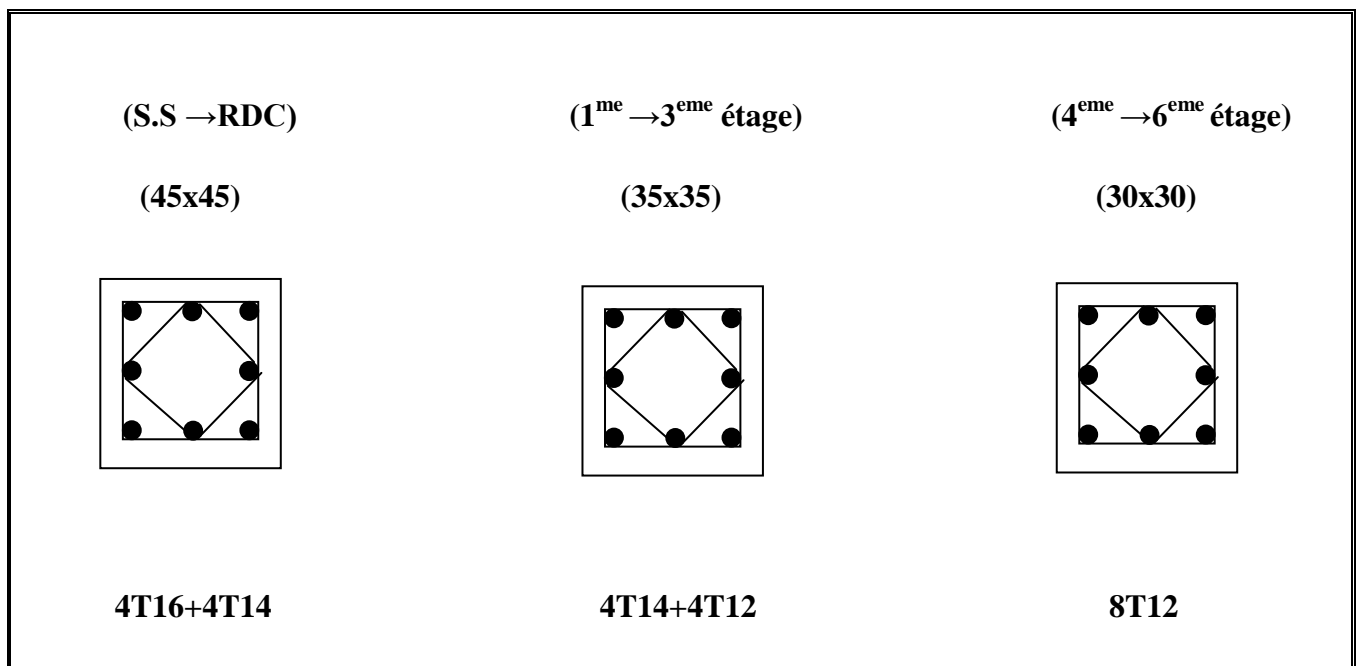


Figure VI.3-Ferraillage de poteaux

