

V-1-Ferraillage des poteaux :**V-1.1.Méthode de calcul :**

En général, 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

Combinaisons spécifiques de calcul :

- *Combinaisons fondamentales* : « 1^{er} genre » **BAEL 91**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{1,35 \times G + 1,5 \times Q} \dots\dots\dots(\mathbf{ELU}) \\ \mathbf{G + Q} \dots\dots\dots(\mathbf{ELS}) \end{array} \right.$$

- *Combinaisons accidentelles* : « 2^{ème} genre » **RPA 99**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{0,8 \times G \pm E} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s , γ_b)

Pour une situation accidentelle :

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

Pour une situation courante :

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

V-1.2.Ferraillage exigé par R.P.A 99(version 2003) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.
- 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 04% en zone courante, 06% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum 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 25 cm en zone I.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

Le tableau V.1: le tableau suivant donne les sections min et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003) :

Type de poteaux	Type 1 (50x50)	Type 2 (40x40)
$A_{min}=0.7\% \times S[\text{cm}^2]$	17.5	11.2
$A_{max1}=4\% \times S[\text{cm}^2]$	100	64
$A_{max2}=6\% \times S[\text{cm}^2]$	150	96

Nous avons une section transversale (50x50) et (40x40). Pour le calcul des poteaux, on considère le cas le plus défavorable qui donne la contrainte maximale de traction des armatures et celle maximale de compression du béton.

Les tableaux ci-dessus présentent l'illustration des résultats obtenus par le code ROBOT :

Poteaux	Combinaisons	N_{max} (KN)	$M_{corresp}$ (KN.m)	M_{max} (KN.m)	$N_{corresp}$ (KN)
50X50	1.35G+1.5Q	1085,25	22,09	45,78	96,82
	G+Q	782,01	15,60	32,46	68,54
	G+Q±1.2E	816,85	15,55	36,05	69,35
	0.8G±E	502,94	6,90	15,72	37,21

Poteaux	Combinaisons	Nmax (KN)	Mcorresp (KN.m)	Mmax (KN.m)	Ncorresp (KN)
40X40	1.35G+1.5Q	785,32	17,94	33,07	122,01
	G+Q	568,11	12,99	24,11	82,95
	G+Q±1.2E	380,15	8,84	24,91	89,90
	0.8G±E	591,77	13,01	16,33	61,43

Le tableau V.2: Les Sollicitation des poteaux

Exemple de calcul :

Poteau de rive (RDC): section (50x50) cm²

Données :

- Largeur du poteau $b = 50$ cm.
- hauteur de la section $h_t = 50$ cm.
- Enrobage $c = 2,5$ cm.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = h_t - c = 47,5$ cm
- Contrainte des aciers utilisés $f_c = 400$ 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 de 1^{er} genre :

- (a) $N_{\max}=1085.25 \text{ KN}$ $M_{\text{corresp}} = 22.09 \text{ KN.m}$

Détermination le centre de pression :

$$e=M/N=0,0035$$

$$M_u=N_u(d-\frac{ht}{2}+e)=1734.60(0,475-0,50/2+0,0035)=384.21 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81f_{bc}.b.h \\ M_u \leq N_u.d (1-0,514N_u/b.d.f_{bc}) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_u=1085.25 < 2869.42\text{KN} \dots \text{Condition Vérifiée} \\ M_u=384.21 \text{ KN.m} < 384.21 \text{ KN.m} \dots \text{Condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

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

- (b)- $N= 380.14 \text{ KN}$; $M = 8.84 \text{ KN.m}$

Détermination le centre de pression :

$$e=M/N=0.00804$$

$$M_u=N_u (d-\frac{ht}{2}+e)=297.52(0,475-0,50/2+0.00804)=64.56 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81f_{bc}.b.h \\ M_u \leq N_u.d (1-0,514N_u/b.d.f_{bc}) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_u=380.14\text{KN} < 2869.42 \text{ KN} \dots \text{Condition Vérifiée} \\ M_u=64.56\text{KN.m} < 134.92 \text{ KN.m} \dots \text{Condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

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

- (c) $M_{\max} = 33.07 \text{ KN.m}$; $N_{\text{corresp}} = 122.01 \text{ KN}$

Détermination le centre de pression :

$$e=M/N=0,028$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1181.082(0,475 - 0,50/2 + 0,028) = 298.81 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \quad N_u = 122.01 \text{ KN} < 2869.42 \text{ KN. Condition Vérifiée} \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514N_u/b \cdot d \cdot f_{bc}) \quad M_u = 298.81 \text{ KN.m} < 459.81 \text{ KN.m} \dots \text{ condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

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

Pour les poteaux qui restent on va calculer avec logiciel de calcul des sections de ferrailage des éléments en béton **expert 2011** dans les combinaisons suivantes :

étage	Section (cm ²)	A _{minRPA} (cm ²)	A _{calculé} (cm ²)	Ferrailage longitudinal		Ferrailage transversal		
				Section (cm ²)	choix	t (cm)	t' (cm)	At
SS+RDC	50×50	17,50	12,6	20,61	4T20 + 4T16	10	15	Ø10
1 ^{ER} ETAGE7 ^{ER} ETAGE	40×40	11,20	8	12,32	4T14 + 4T14	10	15	Ø10

Tableau V.3 : Tableau de ferrailage des poteaux

V-1.3. Les vérifications :**a-Vérification de la contrainte de cisaillement :** « le poteau le plus sollicité (50x50) cm² »

$$T_{\max} = 23.44 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \times d) = 23.44 \times 10^3 / (50 \times 47,5) = 0,1 \text{ MPa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.} \\ \tau_u = 0,1 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

Pas de risque de cisaillement.

b- Calcul des armatures transversales :

-Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \Phi / 3$$

$$\Phi_t = 20 / 3 = 8 \text{ mm}$$

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

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

- 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- ρ_a : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement 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 : $S_t \leq \min(10 \Phi_L ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$; Soit $S_t = 10 \text{ cm}$.-En zone courante : $S_t \leq 15 \Phi_L = 24 \text{ cm}$; Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.**b.2- Calcul de l'élançement géométrique λ_g :** 1^{ER} ETAGE....7^{ER} ETAGE

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec: L_f : Longueur de flambement du poteau. b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \cdot 3,06 / 0,50 = 4,2$$

$$\lambda_g = 4,2 < 5 \Rightarrow \rho_0 = 3,75 \text{ (d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2") .}$$

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \cdot 3,75 \cdot 29.3 \times 10^3}{50 \cdot 235} = 1,40 \text{ cm}^2$$

RDC+SS

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \cdot 3,40 / 0,50 = 5,6$$

$$\lambda_g = 5,6 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5 \text{ (d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2") .}$$

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15,2 \cdot 5,29 \cdot 3 \times 10}{50 \cdot 235} = 0,93 \text{ cm}^2$$

c- Quantité d'armatures transversales minimales :

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

$$\lambda_g = 3 < 4,2 < 5 : \quad 0,55\%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,0055 \cdot 10 \cdot 50 = 2,75 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,0055 \cdot 15 \cdot 50 = 4,12 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 10\phi 8 = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,0033 \cdot 10 \cdot 50 = 1,5 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,0033 \cdot 15 \cdot 50 = 2,5 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 6\phi 8 = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

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

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

$$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / f_e ; \quad \text{ronds lisses} \Rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot 15 \cdot 50 / 235 = 1,28 \text{ cm}^2 < 4,12 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

e- Détermination de la zone nodale :

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

$$\begin{cases} h' = \text{Max}(h_e/6; b; h; 60) = \text{Max}(306/6; 50; 50; 60) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \cdot 50 = 100 \text{ cm} \\ h' = \text{Max}(h_e/6; b; h; 60) = \text{Max}(340/6; 50; 50; 60) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \cdot 50 = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

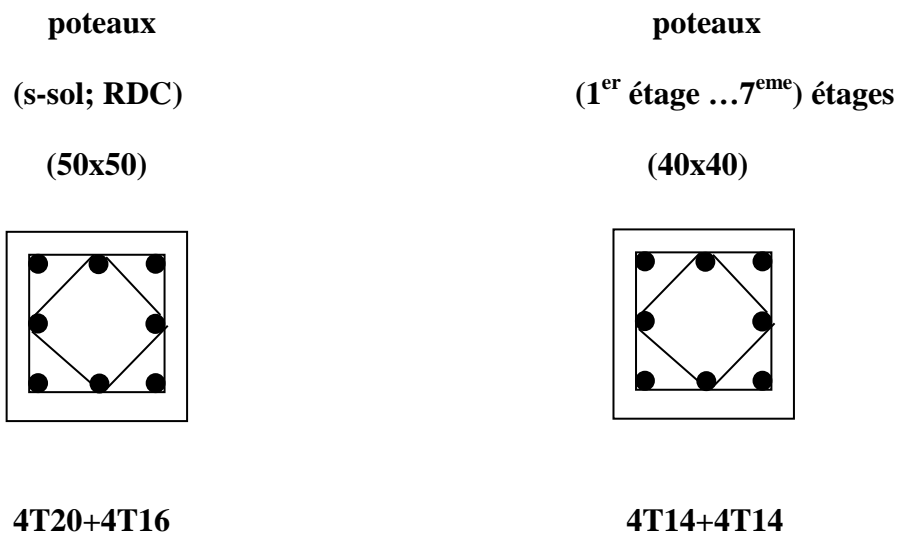


Figure V .1: Dessin de ferrailages des sections des poteaux

V.2 Ferrailage des poutres :

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^{ier} et du 2^{ème} genre :

Sollicitations du 1^{ier} genre (BAEL 91) : $1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

Sollicitations du 2^{ème} genre (RPA 99/2003) : $\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2}

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

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

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

Les armatures longitudinales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

- Section d'armature minimale : $A_{\min} = 0,5\% bh_t$.
- Section d'armature maximale: $A_{\max1} = 4\% bh_t$. (Zone courante)
 $A_{\max2} = 6\% bh_t$. (Zone de recouvrement).

Le diamètre minimum est de 12 mm

La longueur minimale des recouvrements est de: 40ϕ en zone I et II

1) Sens longitudinal : « poutre secondaire » :

1.1) Armatures longitudinales :

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

	b (cm)	h (cm)	Section (cm ²)
$A_{\min} = 0,5\% b \cdot h_t$	35	40	7
$A_{\max 1} = 4\% b \cdot h_t$	35	40	56
$A_{\max 2} = 6\% b \cdot h_t$	35	40	84

Le tableau V.4: le tableau suivant donne les sections min et max des poutres secondaires.

-Sens transversal : « poutre principale» :

2.1) Armature longitudinale :

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

	b (cm)	h (cm)	Section (cm ²)
$A_{\min} = 0,5\% b \cdot h_t$	35	45	7,875
$A_{\max 1} = 4\% b \cdot h_t$	35	45	63
$A_{\max 2} = 6\% b \cdot h_t$	35	45	94,5

Le tableau V.5: le tableau suivant donne les sections min et max des poutres principales.

Exemple de calcul :

En appuis :

Données :

- Largeur de la poutre $b=35$ cm.
- Hauteur de la section $h_t=45$ cm.

- Hauteur utile des aciers tendus $d=0.9xh_t = 40,50$ 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.

Tableau V.6 : représente le ferrailage en appuis du plancher R.D.C

Moment ultime M_u	M_u (KN.m)	79,40KN.m	$\mu=0,115 < 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_u/(bxd^2xf_{bc})$	0,115	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1=0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,1546	
Coefficient β	$\beta = 1-0,4 \alpha$	0,938	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s x \beta x d)$	6,08 cm ²	

En travée :

Tableau V.7 : représente le ferrailage en traves du plancher R.D.C

Moment ultime M_u	M_a	44,42 KN.m	$\mu=0,053 < \mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_a/(bxd^2xf_{bc})$	0,053	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1=0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,0694	
Coefficient β	$\beta = 1-0,4 \alpha$	0,972	
Section d'aciers A_s	$M_a / (\sigma_s x \beta x d)$	2.69 cm ²	

Les vérifications :

-Sens transversal : « poutre principale»

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,5\% b.h_t = (0,5 \times 35 \times 45) / 100 = 7,87 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (bxd) = 102.25 \times 10 / (30 \times 40.5) = 0,84 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \tau_u = \overline{\tau_u} = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$\tau_u = 0,84 < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Pas de risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

Calcul les armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

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

$$\Phi_t \leq \min (12,85 ; 35 ; 14) \text{ mm}$$

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

Calculs de L'espacement:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \min (36.45 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \end{array} \right.$$

$$S_t \leq \min (36.45 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

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

$$S_t \leq \min (11,25 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$$

Zone courante: $S_t \leq h/2. \quad S_t \leq 22,5 \text{ cm.}$

Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm.}$

Zone courante : $S_t = 15 \text{ cm.}$

La section des armatures transversales :

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

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

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

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

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

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,84 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,034 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

-Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,84}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,42 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\min} \geq \frac{0,165 \times b}{f_e} = \frac{0,42 \times 30}{235} = 0,053 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) : on prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$D'où: A_t \geq 0,795 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{\max} = 102,25 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{app}} = 79,40 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = M_{\text{app}} / Z = 79,40 / 0,9 \times 45 \times 10^{-2} = 220,54 \text{ KN} > 102,25 \text{ KN}$$

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

-Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est :

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

a : longueur d'appuis de la biellette

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

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

$$2T / ab \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$a \geq 2 \times 102,25 \times 1,5 / (0,8 \times 35 \times 25 \times 10) = 0,051 \text{ m} = 5,1 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = 26 \text{ cm.}$$

$a = 26 \text{ cm} > 5,1 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Entraînement des armatures :

Vérification des contraintes d'adhérence :

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

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

T : Effort tranchant max $T = 5,20 \text{ kN}$

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

μ : Périmètre d'armature tendu $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,4 = 4,396 \text{ cm}$

$$\tau_{\text{user}} = 102,25 \times 10^3 / 0,9 \times 40,5 \times 4,398 \times 6 \times 10^2 = 1,06 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{\text{user}} = 1.5 \times 2,1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\text{user}} = 1.06 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{\text{user}} = 3.15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6(1.5)^2 2,1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \phi f_c / 4 \tau_s$$

Avec ϕ : 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 :

$$r = 5,5 \phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$$

Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 45 \text{ cm.}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 24,3 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 4.44 \text{ cm} \\ \phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 23,3 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 5.13 \text{ cm} \end{array} \right.$$

La longueur de recouvrement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de

40ϕ 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) :

$$M_{\text{ser}} = 23.36 \text{ t.m} \quad A = 7,7 \text{ cm}^2$$

1-position de l'axe neutre :

$$by^2/2 + n.A (d-y) = 0 \Leftrightarrow 15y^2 + 115,5y - 4677,75 = 0 \Rightarrow y = 13,38 \text{ cm}$$

2-moment d'inertie :

$$I = by^3/3 + n.A (d-y)^2 = 108903,0679 \text{ cm}^4$$

3- contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{23.36 \times 10^3}{108903.0679} \times 13,38 = 2.87 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2.87 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

$$M_{\max} = 36.97 \text{ KN.m}, M_0 = (G+Q) l^2/8 = (44.62+21.28) \times (4,50)^2/8 = 166.05 \text{ KN.m} \quad (\text{à l'ELS})$$

$$A_s = 7,70 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \dots\dots\dots 0,1 > 0,0625 \quad (\text{condition vérifiée}) \\ h/L > M_t/10M_0 \dots\dots\dots 0,1 > 0,07 \quad (\text{condition vérifiée}) \\ A_s/bd < 4,2/f_c \dots\dots\dots 0,005 < 0,0105 \quad (\text{condition vérifiée}). \end{array} \right.$$

Tableau V.8 : tableau récapitulatif des ferrillages des poutres.

SS+RDC+ planchers courants et terrasse	Sections	M	Asmi	A _S cm ² /m	Armatures adopté	A _S adoptées cm ² /m
Rive						
poutres principales (35x45)	Appuis	79,40	7,88	6.08	3HA16+2T14	9,11
	Travée	44,42	7,88	2.69	3HA16+2T14	9,11
Intermédiaire						
poutres principales (35x45)	Appuis	97.6	7,88	7.49	3HA16+2T14	9,11
	Travée	48.79	7,88	3.59	3HA16+2T14	9,11
Rive						
poutres secondaires (35x40)	Appuis	36.65	7	1.73	3HA16+2T12	8,29
	Travée	15.04	7	0.92	3HA16+2T12	8,29
Intermédiaire						
poutres secondaires (35x40)	Appuis	51.09	7	4.98	3HA16+2T12	8,29
	Travée	25.78	7	2.42	3HA16+2T12	8,29

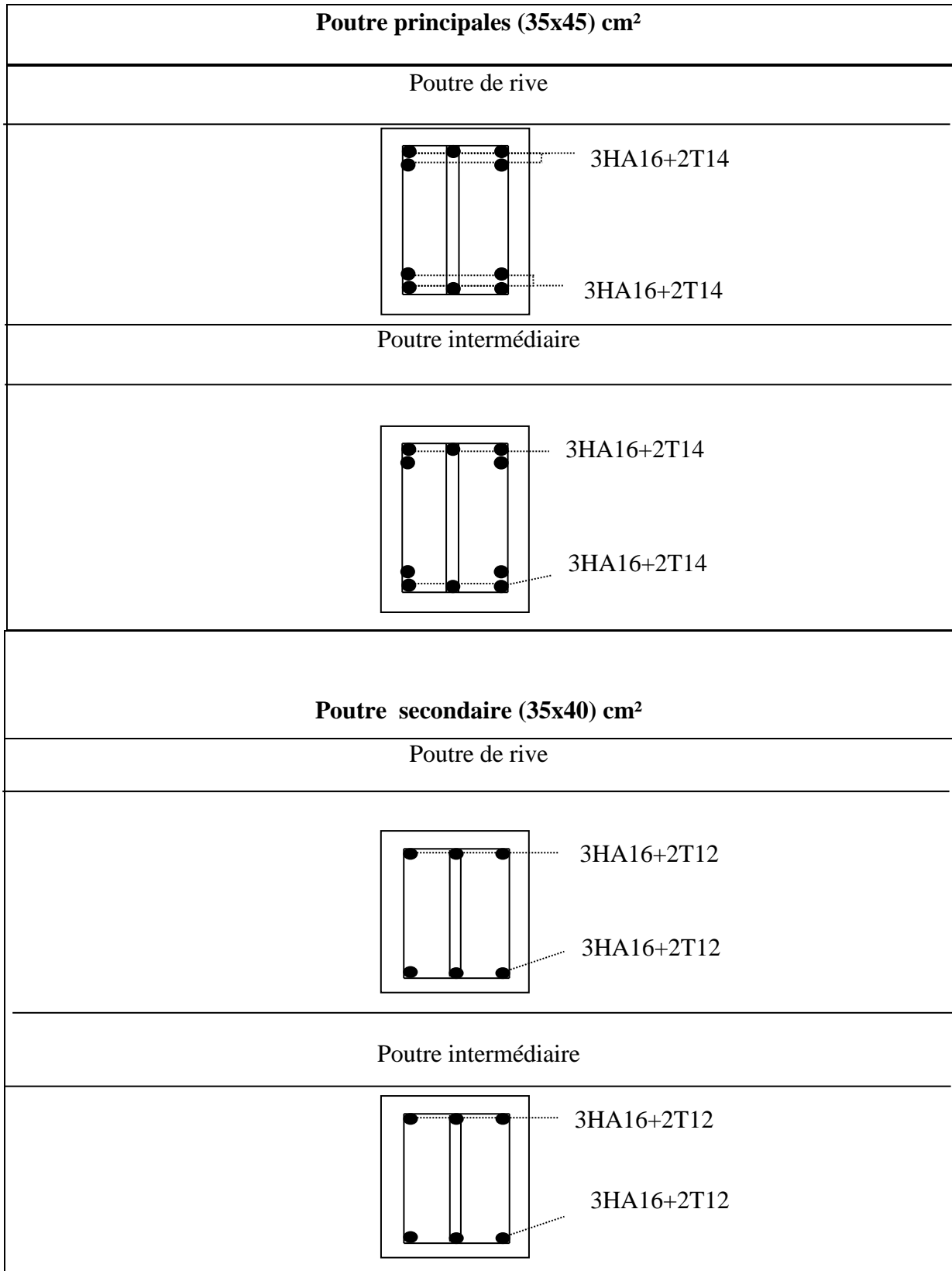


Figure V.2-Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires

V-3-Etudes des voiles

Introduction:

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique couler dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...).

V-3.1.Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

a) Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion).
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

b) Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

Principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- 1) **G + Q ± E** (vérification du béton)
- 2) **0,8G + E** (calcul des aciers de flexion)

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

V-3.2.La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec: N : Effort normal appliqué.

- M : Moment fléchissant appliqué ;
- A : Section du voile ;
- V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;
- I : Moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ". La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée ". On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{eme} cas:

Si : (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

1) Armatures verticales :

Elles sont disposées en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

2) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15% ;
- En zone courante 0,10 %.

3) Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

V-3.3.Ferraillage des voiles :**Exemple de calcul :****Epaisseur du voile :**

On prend: $a = 20 \text{ cm}$

$$A = (a \times 4,35) + 0,5^2 = 1,12 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{a L^3}{12} = \frac{0,2 \times 4,35^3}{12} = 1,37 \text{ m}^4$$

$$V = 0,5 + \frac{4,35}{2} = 2,68 \text{ m}$$

$$A = 1,12 \text{ m}^2$$

$$I = 1,37 \text{ m}^4$$

$$V = 2,68 \text{ m}$$

$$N = 740,92 \text{ KN}$$

$$M = 36,41 \text{ KN.m}$$

$$T = 41,43 \text{ kn}$$

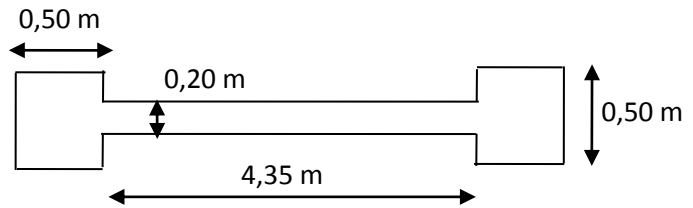


Figure-V -3: Schéma de voile

Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{740,92}{1,12} + \frac{36,41 \times 2,68}{1,37} = 0,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{740,92}{1,12} - \frac{36,41 \times 2,68}{1,37} = 0,59 \text{ MPa}$$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue". Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

1- Calcul des armatures verticales ::

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$A_{\min} = 0,15\% .a.L$$

On calcule le ferraillage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le diamètre : $D \leq 1/10 \times a$ (mm)

$$D \leq (1/10) \cdot 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

L'espacement:

-Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{ 2 \cdot a, 33 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 40, 33 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$St \leq \min \{ 1,5 \times a ; 30 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 30, 30 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

$$\text{Donc : } St \leq \min \{ St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{R.P.A 99}} \}$$

$St \leq 30 \text{ cm}$ On adopte un espacement de 20 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est **5T12 = 5,65 cm²/ml.**

2- Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales, soit **5T12 = 5,65 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm.

3- calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2,42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins on prend donc **4φ6 par m².**

-Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

$$\text{On calcul la contrainte de cisaillement } \tau_b = \frac{\overline{T}}{a \cdot L}$$

Avec : $\overline{T} = 1,4 T_{\text{cal}}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : Epaisseur du voile

L : longueur du voile

Cette contrainte est limitée par : $\bar{\tau} = 0,05.f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$.

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.l} = \frac{1,4 \times 41,43 \times 10^{-3}}{0,2 \times 4,35} = 0,066 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,066 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement

V-3.4. Disposition des armatures :

1-armatures verticales :

- Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.
- La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

On a $St = 20 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$ vérifiée

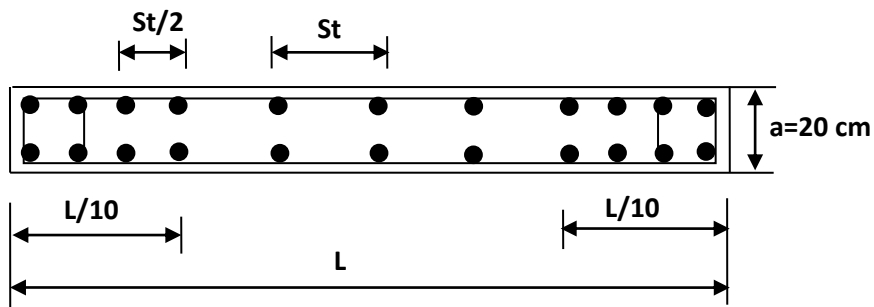


Figure -V-4: Disposition des armatures verticales dans les voiles

2-Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min(1,5a; 30 \text{ cm})$.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

3-Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

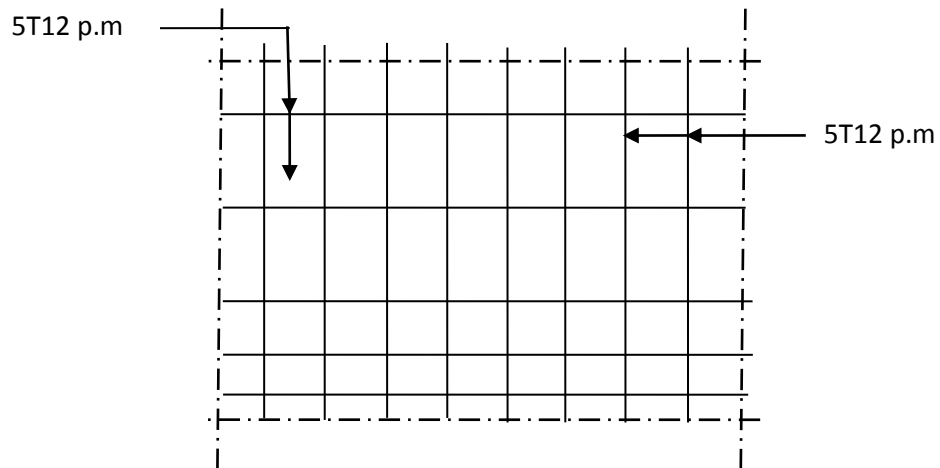


Figure.V.5-Disposition du ferrailage du voile.