

# Chapitre VI

## *Etude des éléments Structuraux*

- *Introduction*
- *Poteaux*
- *Poutres.*
- *Voiles.*

**VI. ETUDE DES PORTIQUES :****VI.1. Etude sous charges verticales et horizontales :**

L'étude sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux, poutres) dans les différents nœuds et travées. Pour déterminer les sollicitations on a utilisé le programme ETABS ce qui nous a permis de calculer les portiques.

**VI.2. Les combinaisons de calcul :**

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [BAEL 91 et R.P.A 99 (version 2003)].

**2. a. Poutres :**

- Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre (BAEL 91)

$$1,35 G + 1,5 Q$$

- Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\left\{ \begin{array}{l} \blacksquare 0,8G \pm E \\ \blacksquare G + Q \pm E \end{array} \right.$$

**2. b. Poteaux :**

- Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre (BAEL 91)

$$1,35 G + 1,5 Q$$

- Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\left\{ \begin{array}{l} \blacksquare G + Q \pm 1,2 E \\ \blacksquare G + Q \pm E \end{array} \right.$$

Avec :

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effort sismique

**VI.3. Ferrailage des poutres :****VI.3.1. Méthode de calcul :**

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion

composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> et du 2<sup>eme</sup> genre

- Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre  $\left\{ \begin{array}{l} Sp_1=1,35G+1,5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1} \\ Sp_2=0,8G \pm E. \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2} \end{array} \right.$
- Sollicitation du 2<sup>eme</sup> genre  $SP_2=G+Q \pm E.$

**VI.3.2. Les armatures minimales des poutres principales :**

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

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

**VI.3.3. poutre principale (40x35) cm<sup>2</sup> :**

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

$A_{min} = 0,5\%b.ht = 0,5 \times 35 \times 40 / 100 = 7cm^2$  (sur toute la section)  
 $A_{max1} = 4\%b.ht = 4 \times 35 \times 40 / 100 = 56cm^2$   
 $A_{max2} = 6\% b.ht = 6 \times 35 \times 40 / 100 = 84cm^2$

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

**VI.3.4. Exemple de calcul :**

Tableau VI.1: moments des différents niveaux (poutre principale)

Niveau	Section	Moments rive (kn.m)		Moments inter (KN.m)	
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>	M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>
Terrasse	Appuis	43.266	94.179	112.076	96.125
	Travée	23.067	49.624	61.125	59.035
Etage	Appuis	40.611	95.441	109.742	100.069
	Travée	21.17	54.219	54.098	73.01

Tableau VI.2: moments des différents niveaux (poutre secondaire)

Niveau	Section	Moments rive (kn.m)		Moments inter (KN.m)	
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>	M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>
Terrasse	Appuis	38.749	64.027	64.602	92.245
	Travée	27.083	41.931	55.56	49.18
Etage	Appuis	40.921	70.038	79.359	96.862
	Travée	32.049	55.905	71.507	68.775

Données :

- Largeur de la poutre b=35cm.
- Hauteur de la section h<sub>t</sub>=35cm.
- Hauteur utile des aciers tendus d=0.9xht=36 cm
- Contrainte des aciers utilisés f<sub>e</sub>=400 Mpa
- Contrainte du béton à 28 jours f<sub>c28</sub>=25 Mpa
- Contrainte limite de traction du béton f<sub>t28</sub>=2,1Mpa.
- Fissuration peu préjudiciable

**3.4.1. Poutre de rive :(RDC+étage)**

**a.1. En appuis :**

(Sp<sub>1</sub>) ⇒ M<sub>tsp1</sub> = 43.266KN.m

(Sp<sub>2</sub>) ⇒ M<sub>tsp2</sub> = 94.179KN.m

$\frac{M_{t_{sp1}}}{M_{t_{sp2}}} = 0,46 < 1,15$  donc le calcul se fait sous (Sp<sub>2</sub>)

Moment ultime Mu	Mu	94.179KN.m	μ=0,125<μ <sub>l</sub> =0,392 pas d'acier comprimé
Moment réduit	μ=Mu/(bx d <sup>2</sup> xf <sub>bc</sub> )	0.146	
Etat limite de compression du béton	μ <sub>l</sub> =0,392	μ<μ <sub>l</sub>	
Coefficient β	β =0.921		
Section d'aciers As	Mu / (σ <sub>s</sub> x β x d)	<b>8.023 cm<sup>2</sup></b>	

**a.2. En travée :**

$(Sp_1) \Rightarrow M_{asp1} = 23.067 \text{ KN.m}$

$(Sp_2) \Rightarrow M_{asp2} = 49.624 \text{ KN.m}$

$\frac{M_{asp1}}{M_{asp2}} = 0,46 < 1,15$  donc le calcul se fait sous  $(Sp_2)$

Moment ultime $M_u$	$M_u$	49.624KN. m	$\mu = 0,074 < \mu_l = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b x d^2 x f_{bc})$	0.077	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient $\beta$	$\beta = 0,9595$		
Section d'aciers $A_s$	$M_u / (\sigma_{sx} \beta x d)$	<b>4.13 cm<sup>2</sup></b>	

**3.4.2. Poutre de rive :**

Tableau VI.3: Ferrailage des différents niveaux (poutre principale rive)

Niveau	Section	Moments (t.m)		A min (cm <sup>2</sup> )	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
		$M_{sp1}$	$M_{sp2}$			
Terrasse	Appuis	43.266	94.179	6.75	6.67	3T16+3T14=10,65
	Travée	23.067	49.624		3.84	3T14+3T14=9,24
Etage	Appuis	40.611	95.441	6.75	9.84	3T16+3T14=10,65
	Travée	21.17	54.219		8.85	3T14+3T14=9,24

**3.4.3. Poutre intermédiaire :**

Tableau VI.4: Ferrailage des différents niveaux (poutre principale inter)

Niveau	Section	Moments (t.m)		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>			
Terrasse	Appuis	112.076	96.125	6.75	9.54	3T16+3T14=10,65
	Travée	61.125	59.035		4.95	3T14+3T14=9,24
Etage	Appuis	109.742	100.069	6.75	8.51	3T14+3T16=10,65
	Travée	54.098	73.01		6.21	3T14+3T14=9,24

**3.4.4. Poutre secondaire (35x35) cm<sup>2</sup> :**

**a. Armatures minimales :**

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

$$A_{min} = 0,5\%bht = 0,5 \times 35 \times 35 / 100 = 6.125 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{max1} = 4\%bht = 4 \times 35 \times 35 / 100 = 49 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\%bht = 6 \times 35 \times 35 / 100 = 73.5 \text{ cm}^2$$

**3.4.5. Poutre de rive :**

Tableau VI.5: Ferrailage des différents niveaux (poutre secondaire rive)

Niveau	Section	Moments (t.m)		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>			
Terrasse	Appuis	38.749	64.027	6.125	5.4	3T14+3T14=9.24
	Travée	37.083	41.932		3.47	3T14+3T12=7,7
Etage	Appuis	40.021	70.038	6.125	6.01	3T14+3T14=9.24
	Travée	32.049	55.905		4.68	3T14+3T12=7,7

**3.4.6. Poutre intermédiaire :**

Tableau VI.6: Ferrailage des différents niveaux (poutre secondaire inter)

Niveau	Section	Moments (t.m)		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>			
Terrasse	Appuis	64.602	92.245	6.125	7.99	3T14+3T14=9.24
	Travée	55.56	49.18		4.09	3T14+3T12=7,7
Etage	Appuis	79.359	96.862	6.125	8.42	3T14+3T14=9.24
	Travée	71.507	68.775		5.82	3T14+3T12=7,7

**VI.4. Les vérifications :**

**VI.4.1. poutre principale (40x35) cm<sup>2</sup> :**

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bxdf_{t28}/f_e = 0,23x40x36x2,1/400 = 1.74cm^2.$$

Adopté > A<sub>min</sub>.....condition vérifiée.

**VI.4.2. Vérification des contraintes(ELS) :**

**2.a. En travée :**

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{Mu}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en travée  $M_{tmax} = 51.05 KN.m$

$$Mu = 61.125 KN.m$$

$$\alpha = 0,1835$$

$$\gamma = \frac{61.125}{51.05} = 1.2$$

$$\alpha \leq \frac{1.2-1}{2} + \frac{25}{100} \quad \alpha \leq 0.35.....condition vérifiée$$

**2.b. En appuis :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{Mu}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en travée  $M_{amax} = 94.33 KN.m$

$$Mu = 112.076 KN.m$$

$$\alpha = 0,2594$$

$$\gamma = \frac{112.076}{94.33} = 1.19$$

$$\alpha \leq \frac{1.19-1}{2} + \frac{25}{100} \quad \alpha \leq 0.345 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**VI.4.3-Poutre secondaire (35x35) cm<sup>2</sup> :**

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bx d x f_{t28} / f_e = 0,23x35x31.5x2,1/400 = 1.33 \text{ cm}^2.$$

Adopté > Amin.....condition vérifiée.

**VI.4.4. Vérification des contraintes(ELS) :**

**4.a. En travée :**

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en travée  $M_{tmax} = 59.77 \text{ KN.m}$

$$M_u = 79.359 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{79.77}{59.77} = 1.33$$

$$\alpha \leq \frac{1.33-1}{2} + \frac{25}{100} \quad \alpha \leq 0,415 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**4.b. En appuis :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en travée  $M_{amax} = 50.247 \text{ KN.m}$

$$M_u = 71.509 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{71.509}{50.247} = 1.42$$

$$\alpha \leq \frac{1.42-1}{2} + \frac{25}{100} \quad \alpha \leq 0.46 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**VI.5.Vérification de l'effort tranchant**

**VI.5.1. Vérification de l'effort tranchant : (poutre principale)**

L'effort tranchant maximal  $T_{max} = 14,48 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{14,48.10^{-3}}{0,35.0,36} = 0,115 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \{ \min(0,2(\frac{f_{cj}}{\gamma_b}) ; 5 \text{ MPa}) \}$$



$\tau_u = 0,115 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ .....condition vérifiée  
Pas de risque du cisaillement

### VI.5.2. Vérification de l'effort tranchant : (poutre secondaire)

L'effort tranchant maximal  $T_{\max} = 19,72 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{19,72 \cdot 10^{-3}}{0,35 \cdot 0,311} = 0,18 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \left\{ \min \left( 0,2 \left( \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right) ; 5 \text{ MPa} \right) \right\}$$

$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ .....condition vérifiée  
Pas de risque du cisaillement

### VI.6. Calcul des armatures transversales :

#### VI.6.1. Diamètre des armatures transversales :

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

$$\Phi_t \leq \min (12,85 ; 35 ; 16)$$

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

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

#### VI.6.2. Calcul de L'espacement :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad St \leq 30 \text{ cm} \\ St \leq \min (32,4 ; 40 \text{ cm}) \end{array} \right.$$

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

$$St \leq \min (11,25 ; 19,20 ; 30 \text{ cm})$$

$$St = 10 \text{ cm}$$

**Zone courante:**

$$St \leq h/2St = 20 \text{ cm}$$

#### VI.6.3. La longueur de recouvrement :

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

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

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

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

#### VI.7. Vérification de la flèche :

$$M_{tmax} = 67,0 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{(G + Q)l^2}{8} = (29.5 + 17) \times (5.05)^2 / 8 = 148.2 \text{ KN.m}$$

(à l'ELS)

$$A_s = 8,01 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \dots\dots\dots 0,11 > 0,0625 \quad (\text{condition vérifiée}) \\ h/L > M_t/10M_0 \dots\dots\dots 0,11 > 0,063 \quad (\text{condition vérifiée}) \\ A_s/bd < 4,2/f_e \dots\dots\dots 0,0063 < 0,045 \quad (\text{condition vérifiée}) \end{array} \right.$$

Il n'est nécessaire de calculer la flèche.

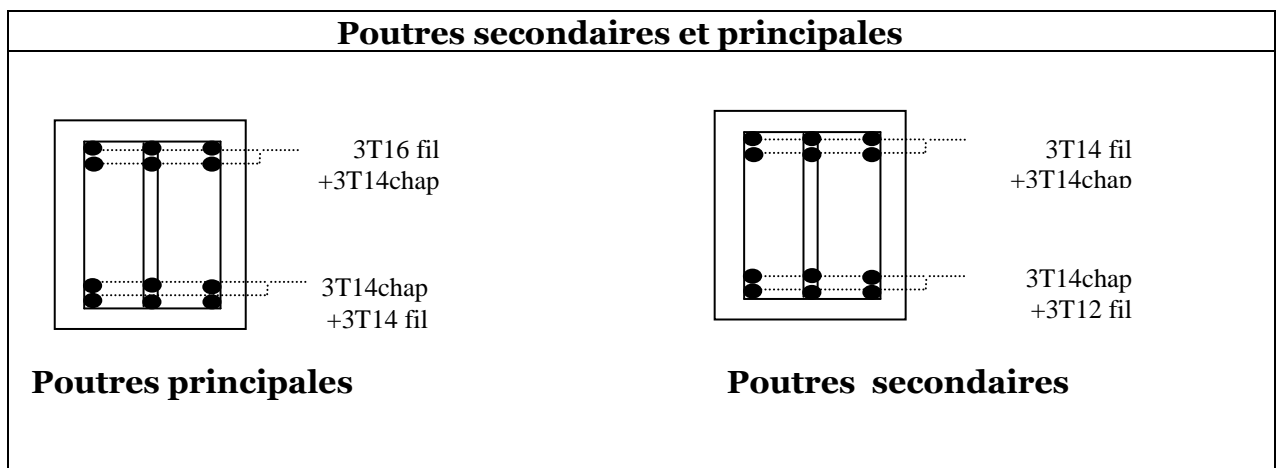


Fig.VI.1. Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires.

**VI.8. Ferrailage des poteaux :**

**VI.8.1. 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.

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 Combinaisons suivante :

- 1<sup>er</sup>Genre :  $1,35G + 1,5Q \Rightarrow [N_{min}; M_{coresp}] \rightarrow A_1$

$[N_{max}; M_{coresp}] \rightarrow A_2$

$[M_{max}; N_{coresp}] \rightarrow A_3$

- 2<sup>eme</sup> Genre :  $0,8G \pm E. \Rightarrow [N_{min}; M_{coresp}] \rightarrow A_4$

$$G+Q \pm 1,2E \quad [N_{max}; M_{coresp}] \rightarrow A_5$$

$$[M_{max}; N_{coresp}] \rightarrow A_6$$

**VI.8.2. Ferrailage 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 0,8% (zone IIa)

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

Le diamètre minimum est de 12 mm

La longueur minimale de recouvrement est de 40 Ø (zone IIa)

La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en (zone IIa).

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 seront mis dans un tableau

Tableau VI.7 :les sollicitations défavorables du 1<sup>er</sup> genre

Combs.		(50x50)	(45x45)	(40x40)	(35x35)
(a)	N <sub>min</sub>	2148.98	1495.12	914.77	379.62
	M <sub>coresp</sub>	5.77	14.996	14.374	11.826
(b)	N <sub>max</sub>	374.75	227.33	32.79	8.95
	M <sub>corr</sub>	7.531	11.163	23.295	0.537
(c)	M <sub>max</sub>	33.483	40.059	47.256	45.719
	N <sub>corr</sub>	1125.39	615.1	321.19	132.27

Tableau VI.8 :les sollicitations défavorables du 2<sup>eme</sup> genre

Combs.	(50x50)	(45x45)	(40x40)	(35x35)
--------	---------	---------	---------	---------

(a)	$N_{min}$	1647.38	1152.61	702.78	288.51
	$M_{cores}$	16.621	19.625	19.746	15.311
(b)	$N_{max}$	660.97	206.48	13.86	13.02
	$M_{corr}$	1.297	2.123	1.742	0.425
(c)	$M_{max}$	466.28	289.78	63.293	54.872
	$N_{corr}$	59.289	64.549	144.9	105.36

**VI.8.3. Exemple de calcul :**

**3.1. Poteau de rive ( RDC, étage1 et 2 )**

Section (50x50) cm<sup>2</sup>

**a.1. Sens longitudinale :**

Données :

- Largeur du poteau  $b = 50$  cm.
- hauteur de la section  $ht = 50$  cm.
- Enrobage  $c = 2,5$  cm.
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = ht - c = 47.5$  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

**3.2. Combinaison du 1<sup>ère</sup> genre :**

—  $\rightarrow N_{min} = 2148.98$  KN  $M_{max} = 5.777$  KN.M

**a. Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 5.777 / 2148.98 = 0,0027m$$

$$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 2148.98 \times \left( 0,475 - 0,50/2 + 0,0027 \right) = 489.32 \text{ KN.m}$$

**b. Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h = 2148.98 \text{KN} < 2875.5 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu \leq Nu \cdot d \left( 1 - 0,514 \frac{Nu}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) = 1020.43 \text{KN.m} > 489.32 \text{KN.m} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

$$\rightarrow N_{min} = 374.79KN.m \quad M_{corresp} = 7.531KN.m$$

**c.Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 7.531/ 374.79 = 0/02m$$

$$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 374.79(0,475 - 0,50/2 + 0.02) = 91.82KN.m$$

**d.Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81x fbcxb.h = 374.79KN < 2875.5KN \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu \leq Nu.d \left( 1 - 0,514Nu/b.d.fbc \right) = 178KN.m > 91.82 KN.m \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

$$\rightarrow N_{corresp} = 1125.39KN \quad M_{max} = 33.483KN.m$$

**e.Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 33.483/1125.39 = 0,03 m$$

$$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1125.39 \left( 0,475 - \frac{0,50}{2} + 0.03 \right) = 286.97KN.m$$

**f.Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81x fbcxb.h = 1125.39KN < 2875.5KN \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu \leq Nu.d \left( 1 - 0,514Nu/b.d.fbc \right) = 534.45KN.m > 286.97 KN.m \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

**3.3. Combinaisons du 2eme genre :**

$$\rightarrow N_{min} = 1647.38KN \quad M_{max} = 16.621 KN.m$$

**a.Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 16.621/1647.38 = 0,01 m$$

$$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1647.38 \left( 0,475 - 0,50/2 + 0.01 \right) = 387.13KN.m$$

**b.Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81x fbcxb.h = 1647.38KN < 2875.5KN \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu \leq Nu.d \left( 1 - 0,514Nu/b.d.fbc \right) = 782.3 KN.m > 387.13 KN.m \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

—>  $N_{min} = 669.97KN$        $M_{corresp} = 1.297KN.m$

**c. Détermination le centre de pression :**

$e = M/N = 1.297/669.97 = 0.002 m$

$M_u = N_u (d - \frac{ht}{2} + e) = 669.97 (0,475 - 0,50/2 + 0.002) = 150.04 KN.m$

**d. Vérification si la section est surabondante :**

$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81x fbcxb.h = 660.97KN < 2875.5KN \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ M_u \leq N_u.d (1 - 0,514N_u/b.d.fbc) = 313.93 KN.m > 150.04 KN.m \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$

—>  $N_{corresp} = 466.28KN$       ,       $M_{max} = 59.289 KN.m$

**e. Détermination le centre de pression :**

$e = M/N = 59.289/466.28 = 0.13 m$

$M_u = N_u (d - \frac{ht}{2} + e) = 466.28(0,475 - 0,50/2 + 0.13) = 165.53KN.m$

**f. Vérification si la section est surabondante :**

$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81x fbcxb.h = 466.28 KN < 2875.5KN \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ M_u \leq N_u.d (1 - 0,514N_u/b.d.fbc) = 221.47 KN.m > 165.53KN.m \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$

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

**g. Section adoptée :**

$A_{min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}$

$A_{adopté} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{min}) = \max(0, 0, 0, 0, 0, 0, 20)$   
 $= 20 \text{ cm}$

Tableau VII.9: les sections min. et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003)

Famille de poteaux	$A_{min} = 0,8 \% b.ht$	$A_{max1} = 4\% b.ht$	$A_{max2} = 6\% b.ht$
(50x50) cm <sup>2</sup>	20.0 cm <sup>2</sup>	100 cm <sup>2</sup>	150 cm <sup>2</sup>
(40x40) cm <sup>2</sup>	12.8 cm <sup>2</sup>	64 cm <sup>2</sup>	96 cm <sup>2</sup>

(30x30) cm <sup>2</sup>	7.20 cm <sup>2</sup>	36 cm <sup>2</sup>	54 cm <sup>2</sup>
-------------------------	----------------------	--------------------	--------------------

Tableau VI.10 : Ferrailage de poteau :

	Com	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> )		
(50x50)	(a)	2148.98	5.71	0	1647.4	16.62	0	20.00	4T20+4T16 As=20.61
	(b)	374.75	7.531	0	660.97	1.297	0		
	(c)	1125.39	33.48	0	59.289	466.3	0		
(45x45)	(a)	1495.12	19.63	0	1152.6	19.63	0	16.20	4T20+4T14 As = 18.73
	(b)	227.33	2.123	0	206.48	2.123	0		
	(c)	615.1	289.79	0	64.549	289.8	0		
(40x40)	(a)	914.77	14.37	1.32	702.78	63.29	0	12.80	4T16+4T14 As= 14.2
	(b)	32.79	23.29	1.65	13.86	1.742	0		
	(c)	321.19	47.25	1.62	144.9	19.74	0		
(35x35)	(a)	379.62	15.311	0.1	288.51	54.872	3.52	9.8	4T14+4T12 As= 10.68
	(b)	8.95	0.425	0	54.872	0.425	0		
	(c)	132.27	54.87	0	105.36	15.311	0		

**VI.9. Les vérifications :**

**VI.9.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

« Le poteau le plus sollicité (50x50) cm<sup>2</sup> »

$T_{max} = 39.02 \text{KN}$

Contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{T}{(bxd)} = 39.02 \times \frac{10}{(50 \times 47.5)} = 0.16 \text{ Mpa}$$

Contrainte tangente admissible :  $\tau_u = \min (0.13 f_{c28} ; 5 \text{Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa}$ .

$\tau_u = 0.16 < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$

Pas de risque de cisaillement.

**VI.9.2. Calcul des armatures transversales :****2.1. Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t = \Phi / 3$$

$$\Phi_t = 20 / 3$$

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

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

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

-  $S_t$  : Espacement des armatures transversales.

**2.2-Calcul de l'espacement :**

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

-En zone nodale :  $S_t \leq \min(10 \emptyset L ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$  Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

-En zone courante :  $S_t \leq 15 \emptyset L = 18 \text{ cm}$  Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

**2.3-Calcul de l'élançement géométrique  $\lambda_g$  :**

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec :

$L_f$  : Longueur de flambement du poteau.

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

$$L_f = 0.7 L_0$$

$$\lambda_g = 0.7 \cdot \frac{L_0}{b} = \frac{0.7 \times 3.57}{0.50} = 5 \text{ m}$$

$\lambda_g = 5.6 > 5 \rightarrow \rho_0 = 2.5$  (d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \times 2.5 \times 390.2}{50 \times 235} = 1.24 \text{ cm}^2$$

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

$A_t / S_t \cdot b$  : En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 0.3 \% \rightarrow \lambda_g = 5 = 5$$



Zone nodale :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale} : A_t = 0,003 \times 10 \times 50 = 1.50 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante} : A_t = 0,003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

Le choix :  $\left\{ \begin{array}{l} A_t = 8\phi 8 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 13 \text{ cm} \end{array} \right.$

**2.5-Vérification de la section minimale d’armatures transversales :**

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

$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / f_e$  ; Ronds lisses  $\rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$   
 $A_t \geq 0,4 \times 15 \times 50 / 235 = 1,27 \text{ cm}^2 < 4.02 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

**2.6-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.

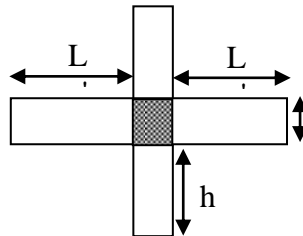
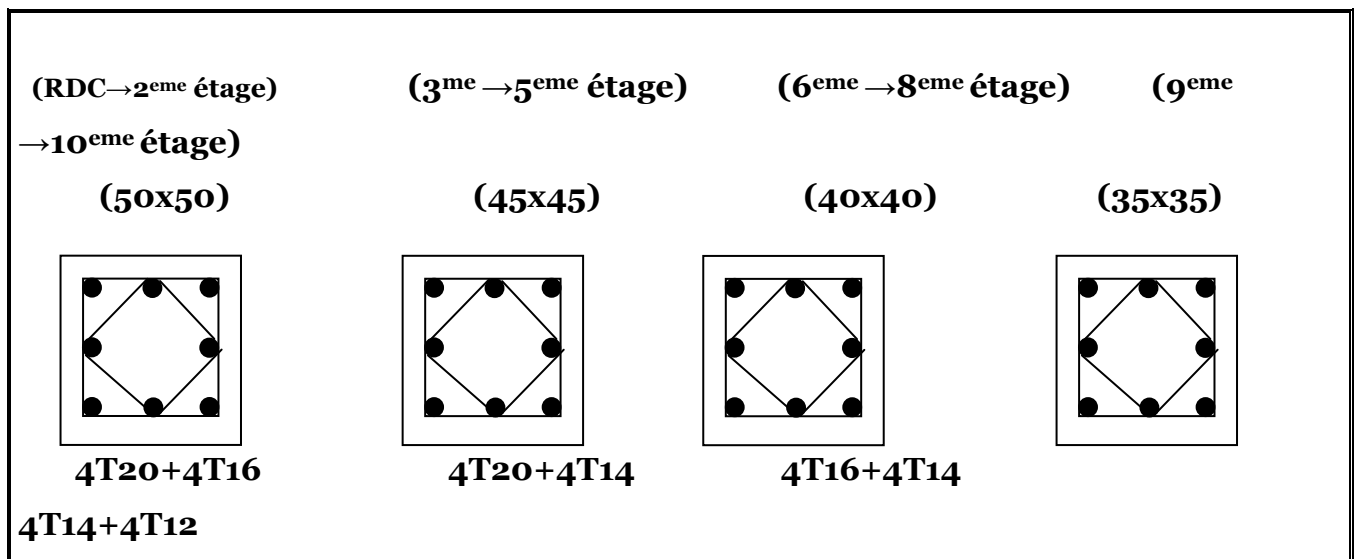


Fig. VII.2 : zone nodale

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b; h; 60 \text{ cm} \right) = \text{Max} \left( \frac{357}{6}; 50; 50; 60 \right) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \times 50 = 100 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Fig.VI.1.Dessin de ferrailage des sections des poteaux inter et rive



## VI.3 Etude des voiles

### VI.3.1 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,...)

### VI.3.2 Le système de contreventement

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vent "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'a ces niveaux les portiques bloquent les voiles dan leurs déplacement .Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

#### 1. 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).

#### 2. 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.

#### 3. principe de calcul

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

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

#### 4. La méthode de calcul

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

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

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<sup>er</sup> 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<sup>eme</sup> cas :

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcul 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<sup>eme</sup> cas:

Si : ( $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ ) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

#### a. Armatures verticales

Il sont disposées on deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égale 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

#### b. 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 disposé 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 %

#### c. Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par  $m^2$  au moins dans le cas ou les armatures verticales ont un diamètre inférieure 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 inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

### VI3.3 ferrailage des voiles

#### • Exemple de calcul

##### a. Voile intermédiaire

$$A = 1,29 \text{ m}^2$$

$$I = 0,0316 \text{ m}^4$$

$$V = 1,975 \text{ m}$$

$$N = 639,32 \text{ t}$$

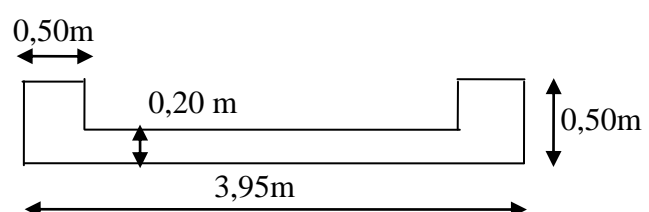


Figure VI.3 Dimensions de voile

$$M = 24,5 \text{ t.m}$$

### 1. Détermination des contraintes

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

$$\sigma_1 = 110,86 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_2 = 88,79 \text{ MPa}$$

On à  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  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)

### 2. Calcul des armatures verticales

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

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

On calcul le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

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

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

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

### 4. L'espacement

-Selon le BAEL 91, on à :

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

$$St \leq \min\{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} - \text{Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à :}$$

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

$$St \leq \min\{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \text{ Donc : } St \leq \min\{St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{R.P.A 99}}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm

Le choix de la section des armatures verticales est 5 T 12 = 5,65 cm<sup>2</sup>/ml

### 5. Calcul des armatures horizontales

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit 5 T 12 = 5,65 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 20 cm

### 6. Calcul des armatures transversales

D'après le D.T.R-B.C-2,42, 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/m<sup>2</sup> au moins; on prend donc 4φ 6 par m<sup>2</sup>.

### **3.6-Vérification de la contrainte de cisaillement $\tau_b$ :**

On calcule la contrainte de cisaillement  $\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.L}$

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

a : Épaisseur du voile

L : longueur du voile

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

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.l} = \frac{0,0016.1,4}{0,20.3,95} = 0,0035 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 0,0035 \text{ MPa} < 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$  .....condition vérifiée.

## **b. 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 15cm

On a  $St=20$  cm  $\rightarrow St/2 = 10$  cm  $< 15$  cm .....vérifiée

$L=395$  cm  $\rightarrow L/10 = 39,5$  cm

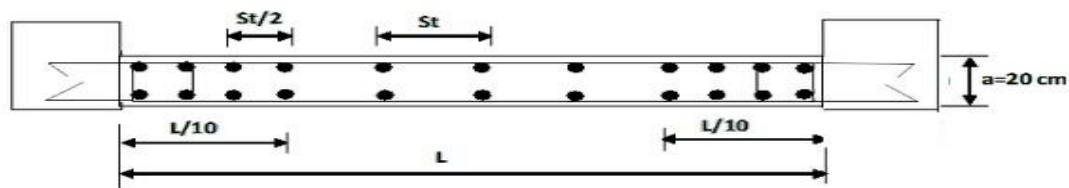


Figure VI.4 : disposition des armatures verticales dans les voiles

## 2. Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$ .

Elles doivent être retournée aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

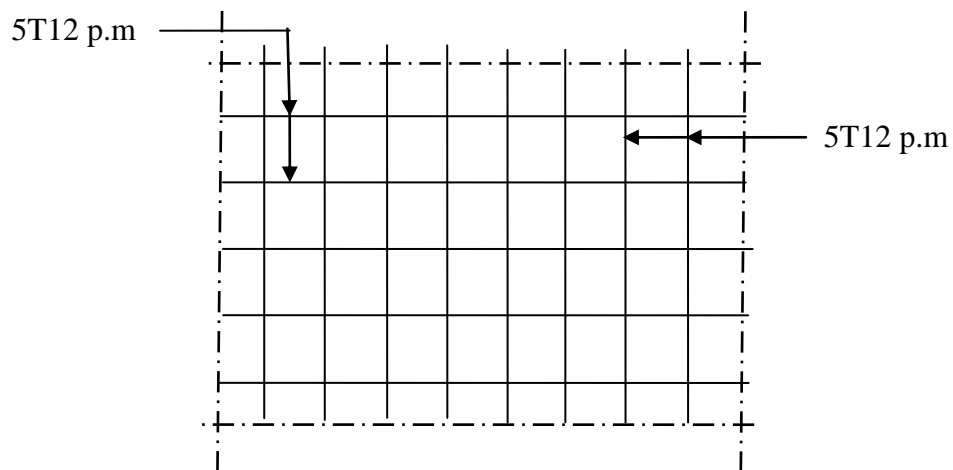
Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur  $St \leq \min(1,5a; 30$  cm)

- 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 épingle au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.



FigureVI.5 disposition du ferrailage du voile