

ETUDE DES PORTIQUES :**7.1 Etude sous charges verticales et horizontales :****7.1.1 Introduction :**

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 ETABSE ce qui nous a permis de calculer les portiques.

7.1.2 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)]

❖ Poutres :

- sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

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

- sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

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

❖ Poteaux :

- sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

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

- sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

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

Avec :

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effort sismique

Le chargement :

Pour la détermination du chargement des portiques, on calcule les charges supportées par la poutre de part et d'autre sans prendre en considération le poids propre des poutres et des voiles ; parce que le Etaps va prendre en considération avec.

Sens transversal : « poutre principale (35x45) cm² »

Tableau 7.1- Portique de rive : A ,C,D,E,F,H

Niveaux	Distances (m)	W _i (t/m)	G _T (t/m)	Q (t/m)
Terrasse	L=2,90/2	Plancher :0,628x1,45=0,9106	1,08	0,1x1,45=0,14
		Acrotère : 0,0685x2,5=0,171		
	L=2,55/2	Plancher :0,628x1,275 =0,8007	0,97	0,1x1,275=0,127
		Acrotère : 0,0685x2,5=0,171		
	L=2,50/2	Plancher :0,628x1,25 =0,785	0,95	0,1x1,25=0,125
		Acrotère : 0,0685x2,5=0,171		
1 ^{ere} au 10 ^{eme} Etages	L=2,90/2	Plancher :0,504x1,45=0,7308	1,44	0,15x1,45=0,21
		M.ext :0,262x(3,06-0,35)=0,710		
	L=2,55/2	Plancher :0,504x1,275 =0,6426	1,35	0,15x1,275=0,19
		M.ex : 0,262x(3,06-0,35)=0,710		
	L=2,50/2	Plancher :0,504x1,25=0,63	1,34	0,15x1,25=0,18
		M.ex : 0,262x(3,06-0,35)=0,710		
R.D.C	L=2,90/2	Plancher :0,504x1,45=0,7308	1,61	0,15x1,45=0,21
		M.ext :0,262x(3,74-0,35)=0,888		
	L=2,55/2	Plancher :0,504x1,275 =0,6426	1,53	0,15x1,275=0,19
		M.ext :0,262x(3,74-0,35)=0,888		
	L=2,50/2	Plancher :0,504x1,25 =0,63	0,80	0,10x1,25=0,12
		Acrotère : 0,0685x2,5=0,171		

Tableau 7.2- Portique intermédiaire : B,C,D,E,F,G

Niveaux	Distances (m)	W_i (t/m)	G_T (t/m)	Q (t/m)
Terrasse	$L=(2,90+2,50)/2$	Plancher :0,628x2,7	1,69	$0,1x2,7=0,27$
	$L=(2,50+2,70)/2$	Plancher :0,628x2,6	1,63	$0,1x2,6=0,26$
	$L=(2,70+4,10)/2$	Plancher :0,628x3,4	2,13	$0,1x3,4=0,34$
1 ^{ere} au 10 ^{eme} Etages	$L=(2,90+2,50)/2$	Plancher :0,504x2,7	1,36	$0,15x2,7=0,40$
	$L=(2,50+2,70)/2$	Plancher :0,504x2,6	1,31	$0,15x2,6=0,39$
	$L=(2,70+4,10)/2$	Plancher :0,504x3,4	1,71	$0,15x3,4=0,51$
R.D.C	$L=(2,90+2,50)/2$	Plancher :0,504x2,7	1,36	$0,15x2,7=0,40$
	$L=(2,50+2,70)/2$	Plancher :0,504x2,6	1,31	$0,15x2,6=0,39$
	$L=(2,70+4,10)/2$	Plancher :0,518x3,4	1,76	$0,15x3,4=0,51$

Sens longitudinal : « poutre secondaire (30x35) cm² »

Tableau 7.3- Portique de rive : 1,2,3,4,5,6,8

Niveaux	Distances (m)	W _i (t/m)	G _T (t/m)	Q (t/m)
Terrasse	L = 0.65/2	Plancher : 0,628x0,325 = 0,204	0,37	0,1x0,325=0,03
		Acrotère : 0,0685x2,5=0,171		
R.D.C au 9 ^{eme} Etages	L = 0.65/2	Plancher :0,504x0,325=0,1638	0,89	0,15x0,325=0,05
		M.ext :0,262x(3,06-0,30) = 0,723		

Portique intermédiaire (tableau 7.4) : 2,3,4,5,6,7

Niveaux	Distances (m)	W _i (t/m)	G _T (t/m)	Q (t/m)
Terrasse	L = 0,65	Plancher :0,628x0,65=0, 40	0,40	0,1x0,65=0,065
1 ^{ere} au 9 ^{eme} Etages	L = 0,65	Plancher :0,504x0,65=0,33	0,33	0,15x0,65=0,1
R.D.C	L = 0,65	Files 2,3,6,7	0,47	(0,15+0,1)x0,65 = 0,16
		Files 4,1		
		Acrotère : 0,0685x2,05=0,140		

FERRAILLAGE DES PORTIQUES

7.2- 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^{er} et du 2^{eme} genre

- sollicitation du 1^{er} genre $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}
- sollicitation du 2^{eme} genre $\left\{ \begin{array}{l} S_{p2}=0,8G \pm E. \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2} \\ S_{p2}=G+Q \pm E. \end{array} \right.$

➤ si $M_{sp1}/M_{sp2} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2}

➤ si $M_{sp1}/M_{sp2} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1} .

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

Pour situation accidentelle : $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400$ Mpa.

$$\gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48$$
 Mpa

Pour les autres cas : $\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348$ Mpa.

$$\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17$$
 Mpa

Les armatures longitudinales :

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)

Le diamètre minimum est de 12mm

La longueur minimale des recouvrements est de:

- 40ϕ en zone I et II

sens longitudinal : « poutre secondaire (30x35) cm² »

7.2.1.3 Armatures longitudinales :

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

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

$$A_{max1} = 4\% b.ht = (4 \times 30 \times 35) / 100 = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\% b.ht = (6 \times 30 \times 35) / 100 = 63 \text{ cm}^2$$

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

Exemple de calcul :

Poutre de rive axe 1 : (R.D.C. JUSQU'AU 9^{ème} ETAGE)

- En appuis :

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{asp1} = 4,93 \text{ t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow M_{asp2} = 5,90 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_{asp1}}{M_{asp2}} = 0,84 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 35 \text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times h_t = 31,50 \text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.
- Fissuration peu préjudiciable

Moment ultime M_u	M_u	5,90 t.m	$\mu = 0,139 < 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b x d^2 x f_{bc})$	0,139	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,187	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,924	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s x \beta x d)$	5,06 cm²	

- En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{tsp1} = 2,60 \text{ t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow M_{tsp2} = 3,97 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_{tsp1}}{M_{tsp2}} = 0,65 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

Moment ultime M_u	M_a	3,97 t.m	$\mu = 0,094 < \mu_l = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_a / (b x d^2 x f_{bc})$	0,094	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,123	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,950	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s x \beta x d)$	3,31 cm²	

Tableau 7.5 - Récapitulatif du ferrailage des différents niveaux :

Tableau 7.5.1- Sens longitudinal: « poutre secondaire (30x35) cm² »

Poutre de rive :

NIVEAU	SECTION	Moments(t.m)		Ms ₁ /Ms ₂	moment de calcul(t.m)	Amin(cm ²)	Acal(cm ²)	Aadopte(cm ²)
		Ms ₁	Ms ₂					
Terrasse	appuis	3,54	4,45	0,80	4,45	5,25	3,90	3T14+2T12=6,88
	travée	2,46	3,11	0,79	3,11		2,69	3T14+2T12=6,88
RDC...9 ^{eme} Etage	appuis	4,93	5,90	0,83	5,90	5,25	5,06	3T14+2T12=6,88
	travée	2,60	3,97	0,65	3,97		3,31	3T14+2T12=6,88

Poutre intermédiaire :

NIVEAU	SECTION	Moments (t.m)		Ms ₁ /Ms ₂	moment de calcul(t.m)	Amin(cm ²)	Acal(cm ²)	Aadopte(cm ²)
		Ms ₁	Ms ₂					
Terrasse	appuis	3,33	5,20	0,64	5,20	5,25	3,93	3T14+2T12=6,88
	travée	2,86	4,55	0,62	4,55		4,02	3T14+2T12=6,88
RDC....9 ^{eme} Etage	appuis	3,95	10,54	0,37	10,54	5,25	4,52	3T14+2T12=6,88
	travée	3,47	8,18	0,42	8,18		4,43	3T14+2T12=6,88

2- Tableau 7.5.2- Sens transversal : « poutre principale (35x45) cm² »

Armature longitudinale :

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

$$A_{min} = 0,5\% bht = 0,5 \times 35 \times 45 / 100 = 7,78 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{max1} = 4\% bht = 4 \times 35 \times 45 / 100 = 63 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\% bht = 6 \times 35 \times 45 / 100 = 94,50 \text{ cm}^2$$

Poutre de rive :

		Moments(t.m)						
NIVEAU	SECTION	Ms ₁	Ms ₂	Ms ₁ /Ms ₂	moment de calcul(t.m)	Amin(cm ²)	Acal(cm ²)	A adopte (cm ²)
Terrasse	appuis	3,41	4,9	0,69	4,9	7,88	3,12	3T14+3T12=8,01
	travée	1,61	3,71	0,43	3,71		2,3	3T14+3T12=8,01
RDC...9 ^{eme} Etage	appuis	2,14	6,46	0,33	6,46	7,88	4,1	3T14+3T12=8,01
	travée	4,91	7,34	0,66	7,34		4,7	3T14+3T12=8,01

Poutre intermédiaire :

		Moments (t.m)						
NIVEAU	SECTION	Ms ₁	Ms ₂	Ms ₁ /Ms ₂	moment de calcul(t,m)	Amin(cm ²)	Acal(cm ²)	A adopte(cm ²)
Terrasse	appuis	8,73	7,93	1,10	8,73	7,88	5,71	3T16+3T12=9,42
	travée	4,14	3,42	1,21	4,14		2,62	3T16+3T12=9,42
RDC....9 ^{eme} Etage	appuis	8,32	7,81	1,06	8,32	7,88	5,4	3T16+3T12=9,42
	travée	3,82	4,30	0,88	4,30		2,72	3T16+3T12=9,42

Les vérifications :

-Sens transversal : « poutre principale (35x45) cm² »

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 b x d x f_{t28} / f_e = 0,23 x 35 x 40,5 x 2,1 / 400 = 1,71 \text{ cm}^2.$$

Adopté > A_{min}.....condition vérifiée.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b x d) = 10,37 x 100 / (35 x 40,5) = 0,73 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$\tau_u = 0,73 < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

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

Calcul les armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

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

$$\Phi_t \leq \min (12,86 ; 35 ; 14) \text{ mm}$$

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

-Calculs de L'espacement:

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ St \leq \min (36,45 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \end{array} \right. \Rightarrow St \leq 35 \text{ cm}$$

Zone nodale : $St \leq \min (h/4 ; 12\Phi_l ; 30 \text{ cm})$
 $St \leq \min (11,25 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$

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

La section des armatures transversales :

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

k=1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

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

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

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

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,73 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 35}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,019 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

-Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$$\frac{At \times fe}{b \times st} \geq \max \left(\frac{0,73}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{St} \right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times b}{fe} = \frac{0,4 \times 35}{235} = 0,059 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

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

$$D'où \quad At \geq 1,335 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{\max} = 10.37 \text{ t} \quad M_{\text{app}} = 8,73 \text{ t.m}$$

$$\delta_u = M_{\text{app}} / Z = 8,73 / 0,9 \times 31,5 \times 10^{-2} = 30,79 \text{ t} > 15,64 \text{ t}$$

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 :

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

a : longueur d'appuis de la biellette

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

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

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

$$a \geq 2 \times 103,7 \times 1,5 / (0,8 \times 35 \times 25 \times 10) = 0,044 \text{ m} = 4,4 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 35 - 4 = 31 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = 31 \text{ cm.}$$

$a = 31 \text{ cm} > 4,4 \text{ cm} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

Entraînement des armatures :

Vérification des contraintes d'adhérence :

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

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

T : Effort tranchant max T = 103,7 kN

n : Nombre des armatures longitudinaux tendus n = 6

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

$$\tau_{\text{ser}} = 103,7 \times 10^3 / 0,9 \times 31,5 \times 4,396 \times 6 \times 10^2 = 1,38 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_{\text{ser}} = 1,38 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Ancrage des armatures tendues :

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

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

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 « 35 cm » donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7$ cm

Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 40,5 \text{ cm.}$$

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

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 28,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 2,31 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 28,1 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 2,36 \text{ cm}$$

La longueur de recouvrement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa

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

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

Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{ser} = 6,37 \text{ t.m}$$

$$A = 7,7 \text{ cm}^2$$

1- position de l'axe neutre :

$$by^2/2 + n.A (d-y) = 0 \Leftrightarrow 17,5y^2 + 115,5y - 4677,75 = 0 \Rightarrow y = 13,38 \text{ cm}$$

2- moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + n.A (d-y)^2 = 112922,43 \text{ cm}^4$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K..y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{6,37 \times 10^4}{112922,43} \times 13,38 = 7,54 \text{ Mpa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 7,54 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

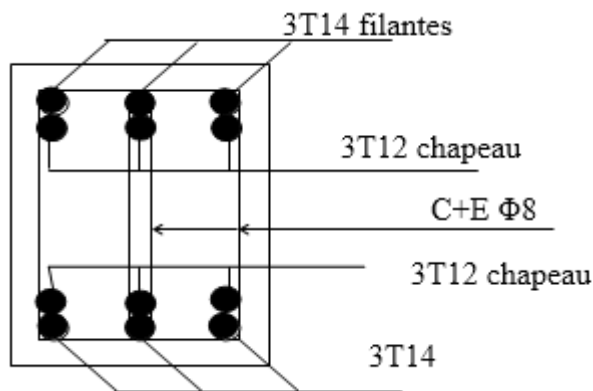
$$M_{tmax} = 6,37 \text{ t.m}, M_0 = (G+Q) l^2/8 = (1,52+0,24) \times (4,50)^2/8 = 4,45 \text{ t.m} \quad (\text{à l'ELS})$$

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

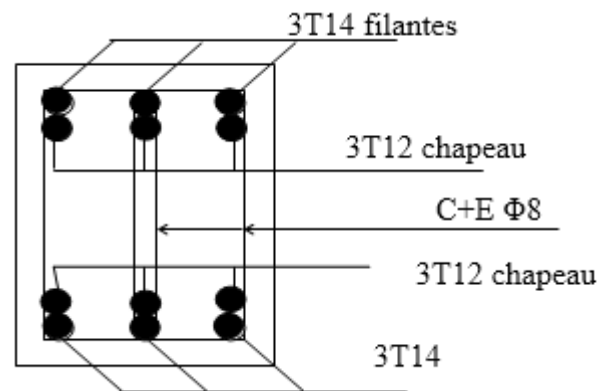
$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \dots\dots\dots 0,109 > 0,0625 \quad (\text{condition vérifiée}) \\ h/L > M_t/10M_0 \dots\dots\dots 0,109 > 0,014 \quad (\text{condition vérifiée}) \\ A_s/bd < 4,2/f_e \dots\dots\dots 0,005 < 0,0105 \quad (\text{condition vérifiée}). \end{array} \right.$$

Poutre principale (35x45) cm²

Poutre de rive

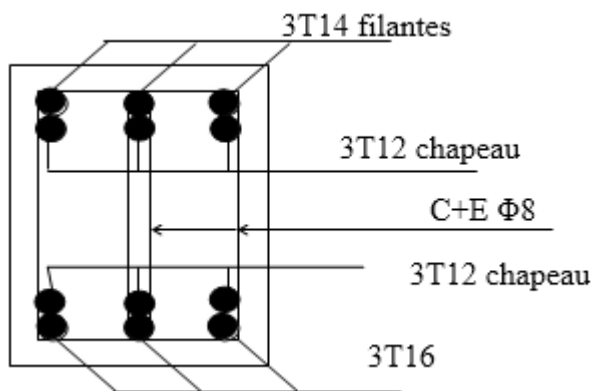


R.D.C...9^{ème} étage

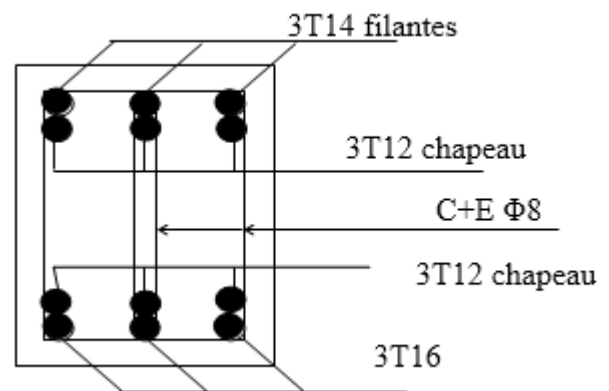


Terrasse

Poutre intermédiaire



R.D.C...9^{ème} étage

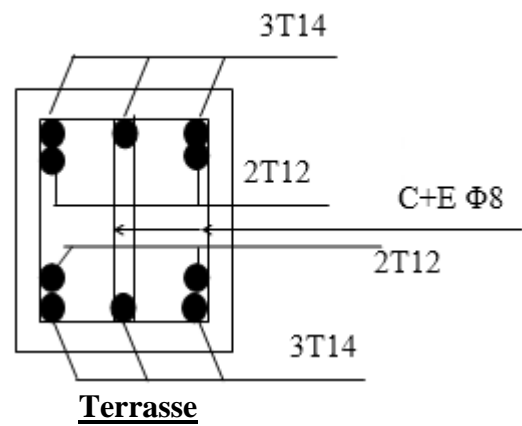
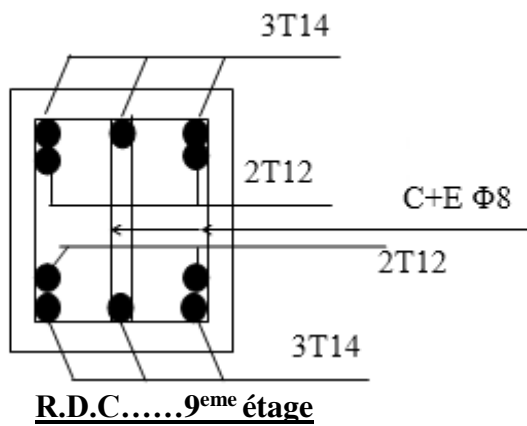


Terrasse

Figure.7.1- Dessin de ferrailage des sections des poutres principales.

Poutre secondaire (30x35) :

Poutre de rive :



Poutre intermédiaire

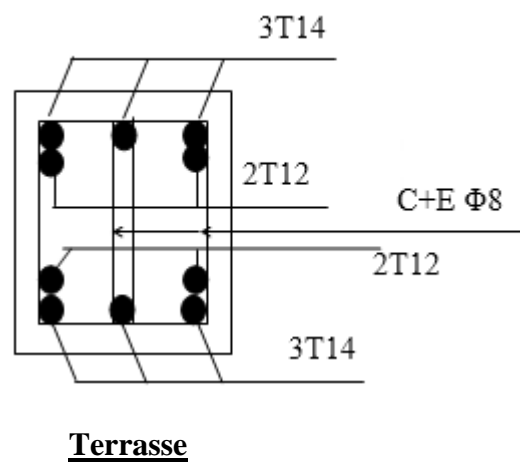
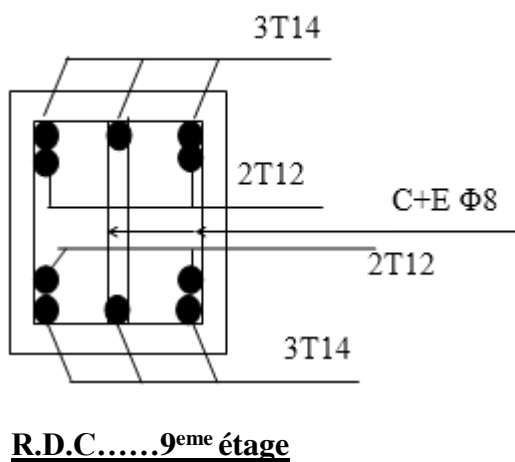


Figure.7.2- Dessin de ferrailage des sections des poutres secondaires.

7.3 Ferrailage des poteaux :

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 :

$$\begin{aligned}
 - 1^{\text{er}} \text{Genre : } 1,35G+1,5Q &\Rightarrow \begin{cases} [N_{\text{max}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_1 \\ [N_{\text{min}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_2 \\ [M_{\text{max}}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_3 \end{cases} \\
 - 2^{\text{eme}} \text{ Genre : } 0,8G \pm E. &\Rightarrow \begin{cases} [N_{\text{max}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_4 \\ G+Q \pm 1,2E \quad [N_{\text{min}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_5 \\ [M_{\text{max}}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_6 \end{cases}
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 \text{Pour situation accidentelle : } \quad \gamma_s=1 &\Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.} \\
 \gamma_b=1,15 &\Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa} \\
 \text{Pour les autres cas : } \quad \gamma_s=1,15 &\Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.} \\
 \gamma_b=1,5 &\Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

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 0,7% (zone IIa)
 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 IIa)
 La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm 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 niveaux seront données dans des tableaux.

Le tableau (tableau 7.6) suivant donne les sections min. et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003) :

Types des poteaux	Amin=0,7 %bht	Amax1=4%bht	Amax2=6%bht
1 ^{ere} type (50x50) cm ²	17,50cm ²	100cm ²	150cm ²
2 ^{eme} type (45x45) cm ²	14,17cm ²	81cm ²	121,50cm ²
3 ^{eme} type(40x40) cm ²	11,20cm ²	64cm ²	96cm ²

Tableau 7.7- Les sollicitations défavorables du 1^{er} genre: unités principale (t.m).

Etages		(50x50)cm ² type I	(45x45) cm ² typeII	(40x40) cm ² typeIII	
Poteaux	combinaison	R.D.C....3 ^{eme}	4 ^{eme}6 ^{eme}	7 ^{eme}9 ^{eme}	
P1 le plus sollicité	A	N _{max}	162,21	92,24	46,21
		M _{cor}	0,463	0,0159	0,338
	B	N _{min}	32,01	13,83	2,36
		M _{cor}	0,667	0,0150	0,046
	C	M _{max}	3,69	3,14	3,69
		N _{cor}	118,61	63,59	10,94

Tableau 7.8- Les sollicitations défavorables du 2^{eme} genre: unités principale (t.m).

Etages		(50x50)cm ² type I	(45x45) cm ² typeII	(40x40) cm ² typeIII	
Poteaux	combinaison	R.D.C....3 ^{eme}	4 ^{eme}7 ^{eme}	8 ^{eme}11 ^{eme}	
P1 le plus sollicité	A	N _{max}	185,52	75,24	35,28
		M _{cor}	0,231	2,84	0,785
	B	N _{min}	74,84	16,89	6,5
		M _{cor}	0,248	2,17	2,01
	C	M _{max}	5,29	4,44	5,31
		N _{cor}	81,73	57,39	8,10

Exemple de calcul :

Poteau de rive (R.D.C jusqu'au 3^{eme}): section (50x50) cm²

Données :

- Largeur du poteau b= 50cm.
- hauteur de la section ht= 50cm.
- Enrobage c=2,5cm.
- Hauteur utile des aciers tendus d = ht-c= 47,5 cm
- Contrainte des aciers utilisés fe = 400 Mpa
- Contrainte du béton à 28 jours fc28=25 Mpa
- Contrainte limite de traction du béton ft28=2,1Mpa.
- Fissuration peu préjudiciable

❖ **Combinaison de 1^{er} genre :**

➤ (a) N_{max}=169,21 t M_{corresp} = 4,63.10⁻¹ t.m

Détermination le centre de pression :

$$e=M/N=4,63.10^{-1}/169,21=0,0027$$

$$M_u=Nu(d-\frac{ht}{2}+e)=169,21(0,475-0,50/2+0,0027)=38,52 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/b.d.fbc) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu=169,21t < 286,94 \text{ t.....Condition Vérifiée} \\ Mu=38,52t.m < 59,60t.m.. \text{Condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires (A₁=A'₁=0)

➤ (b)- N_{min}= 32,01 t M_{corresp} = 6,67.10⁻¹ t.m

Détermination le centre de pression :

$$e=M/N=6,67.10^{-1}/32,01=0,021$$

$$M_u=Nu(d-\frac{ht}{2}+e)=32,01(0,475-0,50/2+0,021)=7,87t.m$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/b.d.fbc) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu=32,01 \text{ t} < 286,94 \text{ t} \dots \text{Condition Vérifiée} \\ Mu=7,87t.m < 39,57 \text{ t.m} \dots \text{Condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires (A₂=A'₂=0)

➤ (c) M_{max} = 3,69 t.m N_{corresp} = 118,61 t

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 3,69 / 118,61 = 0,03$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 118,61 \left(0,475 - 0,50/2 + 0,03 \right) = 30,24 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 118,61 \text{ t} < 286,94 \text{ t} \dots \text{Condition Vérifiée} \\ M_u = 30,24 \text{ t.m} < 26,81 \text{ t.m} \dots \text{condition..Vérifiée} \end{cases}$$

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

❖ **combinaison de 2^{ème} genre :**

$$\text{➤ (a)- } N_{\max} = 185,52 \text{ t} \quad M_{\text{corresp}} = 0,231 \text{ t.m}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0,0012$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 185,52 \left(0,475 - 0,50/2 + 0,0012 \right) = 46,15 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 185,52 \text{ t} < 374,22 \text{ t} \dots \text{condition Vérifiée} \\ M_u = 46,15 \text{ t.m} < 61,59 \text{ t.m} \dots \text{condition Vérifiée} \end{cases}$$

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

$$\text{➤ (b)- } N_{\min} = 74,84 \text{ t} \quad M_{\text{corresp}} = 2,48 \cdot 10^{-1} \text{ t.m}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0,248 / 74,84 = 0,003$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 74,84 \left(0,475 - 0,5/2 + 0,003 \right) = 17,06 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 74,84 \text{ t} < 374,22 \text{ t} \dots \text{condition Vérifiée} \\ M_u = 17,06 \text{ t.m} < 39,57 \text{ t.m} \dots \text{condition Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas

Nécessaires ($A_5 = A'_5 = 0$)

$$\text{➤ (c) } M_{\max} = 5,29 \text{ t.m} \quad N_{\text{corresp}} = 81,73 \text{ t}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 5,29 / 81,73 = 0,06$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 81,73 \left(0,475 - 0,50/2 + 0,06 \right) = 23,29 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81f_{bc}.b.h \\ Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/b.d.f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nu = 81,73t < 374,22 t \dots \text{condition. Vérifiée} \\ Mu = 23,29 t.m > 3,60 t.m \dots \text{condition non Vérifiée} \end{cases}$$

Puisque la 2^{ème} condition ne pas vérifiée donc la section ne pas surabondante, le calcul de ferrailage est obligatoire mais il faut d'abord vérifiée si la section est partiellement ou entièrement comprimé avec la condition suivante :

$$(d-c).N_U.M_U \leq (0,337-0,81.c/d)b.d^2.f_{bc} \dots \dots \dots (*)$$

$$\longrightarrow \begin{cases} (0,475-0,025) \times 81,73 - 23,29 = 26,11 \\ (0,337-0,81 \times 0,025 / 0,475) \times 0,50 \times 0,475^2 \times 18,48 \times 10^2 = 51,8 \end{cases}$$

Donc : 26,11 < 51,8 \longrightarrow la section est partiellement comprimé.

Ferrailage :

$$M_u = 23,29 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{23,29 \times 10^4}{50 \times 47,5^2 \times 14,17} = 0,145 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0,041$$

$$\beta = 0,983$$

$$A_s = \frac{6,68 \times 10^4}{0,983 \times 47,5 \times 400} = 3,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = A_s - \frac{N_U}{\sigma_s} = 3,33 \text{ cm}^2$$

Section adoptée :

$$A_{\min} = 0,007 \times 50 \times 50 = 17,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{\min}) = \max(0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 3,33 ; 17,50) = \mathbf{17,50 \text{ cm}^2}$$

Tableau 7.9- Récapitulatif du calcul de ferrailage des poteaux les plus sollicités:

Niveaux	Combi	1 ^{er} genre			2 ^{eme} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _u (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)	N _u (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)		
RDC, 3 ^{eme} (50x50) cm ²	(a)	162,21	38,80	0	185,52	32,25	0	17,50	2T20+1T16 =8,29 par face
	(b)	32,01	12,70	0	0,248	0,90	0		
	(c)	118,61	18,34	0	81,73	6,68	0,66		
4 ^{eme} au 6 ^{eme} (45x45) cm ²	(a)	92,24	23,47	0	75,24	18,03	0	14,17	3T16=6,03 par face
	(b)	0,0150	5,13	0	16,89	2,08	0		
	(c)	63,59	11,58	0	57,39	11,82	0		
7 ^{eme} au 9 ^{eme} (40x40) cm ²	(a)	46,21	10,75	0	35,28	8,59	0	11,20	2T16+1T14 =5,56 par face
	(b)	2,36	0,34	0,21	6,8	0,05	0,03		
	(c)	10,94	8,26	4,21	8,10000	5,42	2,62		

Les vérifications :

a-Vérification de la contrainte de cisaillement : « le poteau le plus sollicité (50x50) cm² »

T_{max}=1,22t

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \cdot d) = 1,22 \times 100 / (50 \times 47,5) = 0,051 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min (0,051 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 1,27 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$

$\tau_u = 0,051 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,27 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée}$

Pas de risque de cisaillement.

b- Calcul des armatures transversales :

-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
- 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 : $S_t \leq \min(10 \varnothing_L ; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$ Soit $S_t = 10\text{cm}$.

-En zone courante : $S_t \leq 15 \varnothing_L = 24\text{cm}$ Soit $S_t = 15\text{cm}$.

b.2- Calcul de l'élançement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec: L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \cdot 3,06 / 0,50 = 4,28$$

$$\lambda_g = 4,28 < 5 \Rightarrow \rho_0 = 3,75 \text{ (d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2") .}$$

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \cdot 3,75 \cdot 122}{50 \cdot 235} = 0,58 \text{ cm}^2$$

c- Quantité d'armatures transversales minimales :

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

$$\lambda_g = 3 < 4,28 < 5 : \quad 0,55\%$$

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

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

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:

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \text{Max}(h_e/6; b; h; 60\text{cm}) = \text{Max}(306/6; 50; 50; 60) = 60\text{cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \cdot 50 = 100\text{cm} \end{array} \right.$$

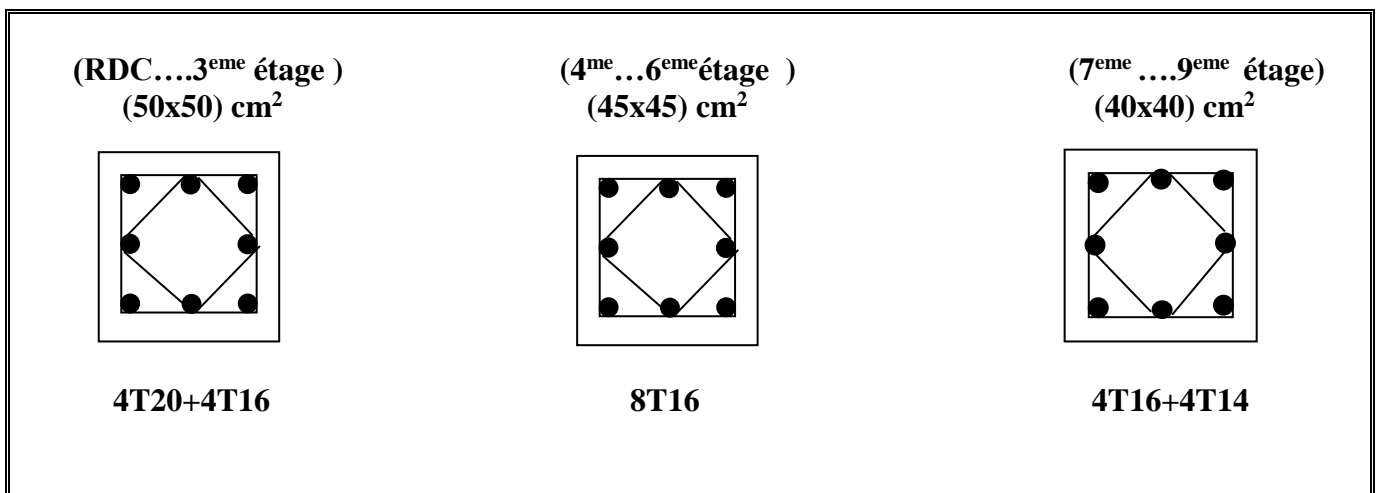
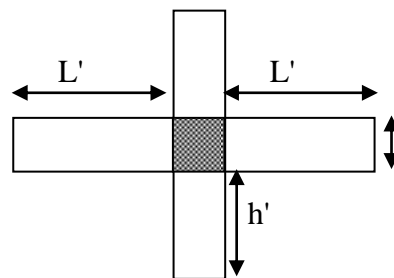


Figure 7.3 - Dessin de ferrillages des sections des poteaux.