

**VI-1-Introduction :**

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l’outil informatique à travers les logiciels d’analyse des structures (**ETABS 2009** et **SAP2014**), qui permettent de déterminer les différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

**VI-2-Combinaisons spécifiques de calcul :**

**VI-2-1-Poteaux :**

Combinaisons fondamentales : « **1er genre** » **BAEL 91 révisée 99** <sup>(1)</sup>

- **1,35×G + 1,5×Q**..... (ELU)  
 $N_{max}$  ;  $M_{correspondant}$ ..... $A_1$   
 $N_{min}$  ;  $M_{correspondant}$ ..... $A_2$   
 $M_{max}$  ;  $N_{correspondant}$ ..... $A_3$

Combinaisons accidentelles : « **2ème genre** » **RPA 99 / version 2003** <sup>(2)</sup>

- **0,8G ±E**.....(ACC)
- **G + Q ± 1,2×E**.....(ACC)  
 $N_{max}$  ;  $M_{correspondant}$ ..... $A_4$   
 $N_{min}$  ;  $M_{correspondant}$ ..... $A_5$   
 $M_{max}$  ;  $N_{correspondant}$ ..... $A_6$

**VI-2-2-Poutres :**

Combinaisons fondamentales : « **1er genre** » **BAEL 91 révisée 99** :

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

Combinaisons accidentelles : « **2ème genre** » **RPA 99 / version 2003**

- $S_{p2}=0,8G \pm E. \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp2}$
- $S_{p2}=G+Q \pm E.$

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

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

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

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

<sup>1</sup> **D.T.U règles BAEL 91 révisée 99**

<sup>2</sup> **RPA 99 / version 2003** article 5.2 page 53

$$\gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa}$$

- Pour les autres cas :  $\gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$ .

$$\gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$$

**VI-3-Ferraillage 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

Données :

- Largeur de la poutre  $b = 30 \text{ cm}$ .
- Hauteur de la section  $h_t = 40 \text{ cm}$ .
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = 0,9 \times h_t = 36 \text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés  $f_c = 400 \text{ MPa}$
- 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

**VI-3-2-Les armatures minimales des poutres (1):**

**Tableau VI-1 : Les armatures minimales des poutres**

Type de poutres	Amin = 0,5 %b.ht	Amax1 = 4%b.ht	Amax2=6%b.ht
(30x40) cm <sup>2</sup>	6 cm <sup>2</sup>	48 cm <sup>2</sup>	72 cm <sup>2</sup>
(30x35) cm <sup>2</sup>	5,25cm <sup>2</sup>	42cm <sup>2</sup>	63 cm <sup>2</sup>

**VI-3-3-Bloc angle :**

**VI-3-1-1-Ferraillage de la poutre principale de rive:**

- **Sur appuis :**

$$(S_{p1}) \Rightarrow M_{tsp1} = 33,45 \text{ KN.m}$$

<sup>1</sup> RPA 99 / version 2003 article 7.5.2.1 page 69

$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 39,20 \text{ KN.m}$

$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 0,85 < 1,15$  donc le calcul se fait sous  $(Sp_2)$

Moment ultime $M_u$	$M_u$	39,20 KN.m	$\mu=0,071 < \mu_l=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_u/(b \times d^2 \times f_{bc})$	0,071	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient $\beta$	$\beta = 0,964$		
Section d'aciers $A_s$	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	<b>3,25 cm<sup>2</sup></b>	

• **En travée :**

$(Sp_1) \Rightarrow M_{asp1} = 22,35 \text{ KN.m}$

$(Sp_2) \Rightarrow M_{asp2} = 19,20 \text{ KN.m}$

$\frac{M_{asp1}}{M_{asp2}} = 1,16 > 1,15$  donc le calcul se fait sous  $(Sp_1)$

Moment ultime $M_u$	$M_u$	22,35 KN.m	$\mu=0,041 < \mu_l=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_u/(b \times d^2 \times f_{bc})$	0,041	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient $\beta$	$\beta = 0,980$		
Section d'aciers $A_s$	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	<b>1,75 cm<sup>2</sup></b>	

**VI-3-3-2-Ferrailage de la poutre principale intermédiaire :**

• **Sur appuis :**

$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 65,28 \text{ KN.m}$

$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 50,82 \text{ KN.m}$

$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 1,28 > 1,15$  donc le calcul se fait sous  $(Sp_1)$

Moment ultime $M_u$	$M_u$	65,28 KN.m	$\mu=0,118 < \mu_l=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_u/(b \times d^2 \times f_{bc})$	0,118	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l=0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient $\beta$	$\beta=0,937$		
Section d'aciers $A_s$	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	<b>7,46 cm<sup>2</sup></b>	

• En travée :

$(Sp_1) \Rightarrow M_{asp1} = 40,04 \text{ KN.m}$

$(Sp_2) \Rightarrow M_{asp2} = 29,55 \text{ KN.m}$

$\frac{M_{asp1}}{M_{asp2}} = 1,35 > 1,15$  donc le calcul se fait sous  $(Sp_1)$

Moment ultime $M_u$	$M_u$	40.04 KN.m	$\mu=0,118 < \mu_l=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,072	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l=0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient $\beta$	$\beta=0,963$		
Section d'aciers $A_s$	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	<b>4.41 cm<sup>2</sup></b>	

Tableau VI-2 : récapitulatif du Ferrailage des poutres de rive

Type De poutre	Section	Moments(KN.m)		Moment de calcul	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{calculé}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
		$M_{sp1}$	$M_{sp2}$				
Pp(30×40)	Appuis	33,45	39,20	39,20	6	3,25	3T14+3T12=8,01
	Travée	22,35	19,20	22,35		1,75	3T14+3T12=8,01
Ps(30×35)	Appuis	23,98	27,96	27,96	5,25	2,56	3T12+3T12=6,78
	Travée	30,15	17,27	30,15		2,76	3T12+3T12=6,78

Poutre intermédiaire :

Tableau VI-3 : récapitulatif du Ferrailage des poutres intermédiaires

Type De poutre	Section	Moments(KN.m)		Moment de calcul	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
Pp(30x40)	Appuis	65,28	50,82	65,28	6	7,46	3T14+3T12=8,01
	Travée	40,04	29,55	40,04		4,41	3T14+3T12=8,01
Ps(30x35)	Appuis	28,43	33,44	33,44	5,25	3,08	3T12+3T12=6,78
	Travée	16,03	16,09	16,09		1,45	3T12+3T12=6,78

**VI-3-3-3-Vérfications :**

➤ **Poutre principale (30x40) cm<sup>2</sup> :**

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{ft28}{fe} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2.$$

Adopté > Amin → condition vérifiée

**Vérification de l'effort tranchant :**

L'effort tranchant maximal  $T_{max} = 7,56 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{7,56.10^{-3}}{0,30.0,36} = 0,05 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

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

$\tau_u = 0,05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$  → condition vérifiée

Pas de risque du cisaillement

**Calcul les armatures transversales :**

**Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi l)$$

$$\Phi_t \leq \min (11,43 ; 30 ; 8)$$

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

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

**Calcul de L'espace :**

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) \quad St \leq 30 \text{ cm} \\ St \leq \min (36; 40 \text{ cm}) \end{array} \right.$$

**Zone nodale:**

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (h/4; 12\Phi_l; 30 \text{ cm}) \\ St \leq \min (10 ; 14,4 ; 30 \text{ cm}) \\ St = 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**Zone courante:**

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

**La longueur de recouvrement (<sup>1</sup>) :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64\text{cm} \\ \Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56\text{cm} \\ \Phi = 1,2\text{cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**Vérification des contraintes d'adhérence :**

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

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

T : Effort tranchant max  $T = 7,56\text{kN}$

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

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

$$\tau_{u_{ser}} = 7,56 \times 10^3 / 0,9 \times 36 \times 4,396 \times 6 \times 10^2 = 0,09 \text{ MPa}$$

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

<sup>1</sup> **RPA 99 / version 2003** page 65

$$\tau_{u_{ser}} = 0,09 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{u_{ser}}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Ancrage des armatures :**

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

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

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

$$l_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,30 \text{ cm}$$

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

**Influence de l'effort tranchant <sup>(1)</sup> :**

$$\sigma_b = \frac{2T}{0,9 \times b \times d} = \frac{2 \times 7,56 \times 10^3}{0,9 \times 300 \times 360} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Vérifications vis-à-vis à l'ELS :**

$$M_{ser} = 48,04 \text{ KN.m} ; A_s = 3,85 \text{ cm}^2$$

**Position de l'axe neutre :**

$$b y^2 / 2 - \eta \cdot A (d - y) = 0 \Rightarrow y = 3,9 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = b y^3 / 3 + \eta \cdot A (d - y)^2 = 59658,28 \text{ cm}^4$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{48,04 \times 10^3}{59658,28} \times 3,9 = 3,14 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

<sup>1</sup>Précis de calcul en béton armé page 268

$\sigma_{bc} = 3,14 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$  condition vérifiée.

**Vérification de la flèche <sup>(1)</sup>:**

$M_{t\max} = 48,04 \text{ kN.m}$ ,  $M_0 = (G+Q) l^2/8 = 138,53 \text{ kN.m}$  (à l'ELS)

$A_s = 12,33 \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,09 > 0,06 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,09 > 0,034 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_s/b.d < 4,2/f_e \Rightarrow 0,0105 < 0,0110 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

➤ **Poutre secondaire (30×35) cm<sup>2</sup>**

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23b \times d \times \frac{ft28}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2.$$

Adopté >  $A_{\min}$  → condition vérifiée.

**Vérification de l'effort tranchant :**

L'effort tranchant maximal  $T_{\max} = 15,53 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{15,53 \cdot 10^{-3}}{0,30 \cdot 0,36} = 0,14 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:  $\bar{\tau}_u = \{ \min(0,2(\frac{f_{cj}}{v_b}); 5 \text{ MPa}) \}$

$\tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$  condition vérifiée

Pas de risque du cisaillement

**Calcul les armatures transversales :**

**Diamètre des armatures transversales :**

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

$$\Phi_t \leq \min (10 ; 30 ; 8)$$

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

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

<sup>1</sup>Précis de calcul en béton armé page 293



**Calcul de L'espace :**

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

**Zone nodale:**

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (h/4; 12\Phi; 30\text{cm}) \\ St \leq \min (8,75 ; 14,4 ; 30\text{cm}) \\ St = 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**Zone courante:**

$$St \leq h/2 = 17,5 \quad St = 15 \text{ cm}$$

**La longueur de recouvrement :**

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

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

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

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

**Vérification des contraintes d'adhérence :**

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

$$T : \text{Effort tranchant max } T = 15,53\text{kN}$$

$$\mu : \text{Périmètre d'armature tendu } \mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,2 = 3,77 \text{ cm}$$

$$\tau_{u_{ser}} = 15,53 \times 10^3 / 0,9 \times 31,5 \times 3,77 \times 6 \times 10^2 = 0,24\text{MPa}$$

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

$$\tau_{u_{ser}} = 0,24\text{MPa} \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Ancrage des armatures :**

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

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

$$L_s = 1,2 \times 400 / (4 \times 2,84) = 42,25 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

donc il faut courber les barres avec un rayon :  $r = 5,5 \Phi_1 = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm}$

**Influence de l'effort tranchant :**

$$\sigma_b = \frac{2T}{0,9 \times b \times d} = \frac{2 \times 15,53 \times 10^3}{0,9 \times 300 \times 315} = 0,37 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Vérifications vis-à-vis à l'ELS :**

$$M_{\text{ser}} = 20,58 \text{ kN.m} \quad ; \quad A_s = 1,87 \text{ cm}^2$$

**Position de l'axe neutre :**

$$by^2/2 - \eta \cdot A (d-y) = 0 \Rightarrow y = 1,9 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = by^3/3 + \eta \cdot A (d-y)^2 = 24593,44 \text{ cm}^4$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{\text{ser}}}{I_g} \times y = \frac{20,58 \times 10^3}{24593,44} \times 1,9 = 1,59 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 1,59 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Vérification de la flèche :**

$$M_{\text{tsmax}} = 20,58 \text{ kN.m}, \quad M_0 = (G+Q) l^2/8 = 92,16 \text{ kN.m} \quad (\text{à l'ELS})$$

$$A_s = 9,26 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,08 > 0,06 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,08 > 0,022 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_s/b \cdot d < 4,2/f_c \Rightarrow 0,009 < 0,0105 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

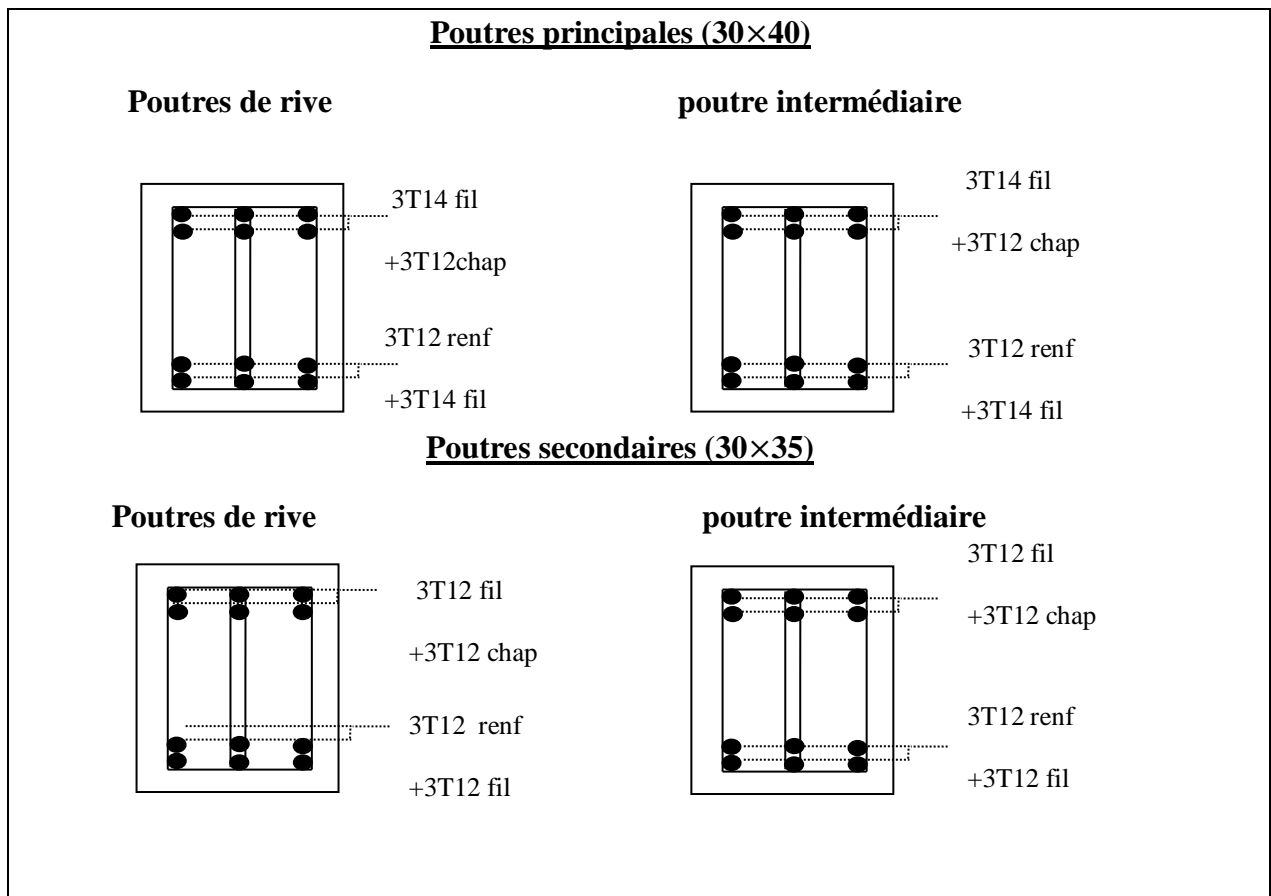


Figure VI-1 : ferrailage des poutres du bloc angle

VI-3-4-Bloc barre :

VI-3-4-1-récapitulatif du ferrailage :

Tableau VI-4 : récapitulatif du Ferrailage des poutres de rive

Type De poutre	Section	Moments(KN.m)		Moment de calcul	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
Pp (30×40)	Appuis	20,90	41,89	41,89	6	3,34	3T14+3T12=8,01
	Travée	40,79	33,91	40,79		3,24	3T14+3T12=8,01
Ps (30×35)	Appuis	46,10	60,14	60,14	5,25	5,75	3T12+3T12=6,78
	Travée	48,49	70,06	70,60		6,25	3T12+3T12=8,78

**Tableau VI-5:** récapitulatif du Ferrailage des poutres intermédiaires

Type De poutre	Section	Moments(KN.m)		Moment de calcul	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
Pp (30×40)	Appuis	26,60	52,63	52,63	6	4,24	3T14+3T12=8,01
	Travée	85,95	57,40	85,95		7,17	3T14+3T12=8,01
Ps (30×35)	Appuis	12,10	33,46	33,46	5,25	3,08	3T12+3T12=6,78
	Travée	5,45	23,78	23,78		2,16	3T12+3T12=6,78

**VI-3-4-2-Les vérifications :**

➤ **Poutre principale (30×40) cm<sup>2</sup> :**

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23b \times d \times \frac{ft28}{fe} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30cm^2.$$

Adopté > Amin → Condition vérifiée

**Vérification de l'effort tranchant :**

L'effort tranchant maximal  $T_{max} = 5,10KN$ .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{5.10 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36} = 0.047MPa$$

Fissuration peu préjudiciable:  $\bar{\tau}_u = \{ \min 0,2 (\frac{fcj}{\gamma_b}) ; 5 MPa \}$

$\tau_u = 0,047 MPa < \bar{\tau}_u = 3,33 MPa \rightarrow$  Condition vérifiée

Pas de risque du cisaillement

**Calcul les armatures transversales :**

**Diamètre des armatures transversales :**

On adopte :  $\Phi t = 8 mm$

**Calcul de L'espacement :**

**Zone nodale :**  $St = 10 \text{ cm}$

**Zone courante:**  $St = 20\text{cm}$

**La longueur de recouvrement :**

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

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

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

**Vérification des contraintes d'adhérence :**

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

T : Effort tranchant max  $T=5,10\text{kN}$

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

$$\tau_{u_{ser}} = 5,10 \times 10^3 / 0,9 \times 36 \times 4,39 \times 6 \times 10^2 = 0,059 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{u_{ser}} = 0,059 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Ancrage des armatures :**

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

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

$$L_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,30 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

donc il faut courber les barres avec un rayon :  $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

**Influence de l'effort tranchant :**

$$\sigma_b = \frac{2T}{0,9 \times b \times d} = \frac{2 \times 5,10 \times 10^3}{0,9 \times 300 \times 360} = 0,104 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Vérifications vis-à-vis à l'ELS :**

$$M_t = 57,27 \text{ KN.m} ; A_s = 4,63 \text{ cm}^2$$

**Position de l'axe neutre :**

$$by^2/2 - \eta \cdot A (d-y) = 0 \Rightarrow y = 4,7 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = by^3/3 + \eta \cdot A (d-y)^2 = 69215,96 \text{ cm}^4$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{57,27 \times 10^3}{69215,96} \times 4,7 = 4,05 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$\sigma_{bc} = 4,05 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$  condition vérifiée.

**Vérification de la flèche :**

$$M_{tsmax} = 57,27 \text{ kN.m}, M_0 = (G+Q) l^2/8 = 88,53 \text{ kN.m} \quad (\text{à l'ELS})$$

$$A_s = 7,40 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,09 > 0,06 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,09 > 0,06 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_s/b \cdot d < 4,2/f_c \Rightarrow 0,006 < 0,0105 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

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

**Condition de non fragilité :**

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

Adopté >  $A_{min} \rightarrow$  condition vérifiée.

**Vérification de l'effort tranchant :**

L'effort tranchant maximal  $T_{max} = 8,9 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{8,9 \times 10^{-3}}{0,30 \cdot 0,36} = 0,082 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,082 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque du cisaillement

**Calcul les armatures transversales :**

**Diamètre des armatures transversales :**

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

**Calcul de L'espace :**

**Zone nodale:**  $St = 10 \text{ cm}$

**Zone courante:**  $St = 15 \text{ cm}$

**La longueur de recouvrement :**

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

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

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

**Vérification des contraintes d'adhérence :**

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

T : Effort tranchant max  $T = 8,9 \text{ kN}$

$\mu$  : Périmètre d'armature tendu  $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,2 = 3,77 \text{ cm}$

$$\tau_{u_{ser}} = 8,9 \times 10^3 / 0,9 \times 31,5 \times 3,77 \times 6 \times 10^2 = 0,14 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{u_{ser}} = 0,14 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Ancrage des armatures :**

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

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

$$l_s = 1,2 \times 400 / (4 \times 2,84) = 42,25 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

donc il faut courber les barres avec un rayon :  $r = 5,5 \Phi_l = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm}$

**Influence de l'effort tranchant :**

$$\sigma_b = \frac{2 T}{0,9 \times b \times d} = \frac{2 \times 8,90 \times 10^3}{0,9 \times 300 \times 315} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Vérifications vis-à-vis à l'ELS :**

$$M_t = 31,69 \text{ kN.m} ; A_s = 2,91 \text{ cm}^2$$

**Position de l'axe neutre :**

$$b y^2 / 2 - \eta \cdot A (d - y) = 0 \Rightarrow y = 2,9 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = b y^3 / 3 + \eta \cdot A (d - y)^2 = 35947,84 \text{ cm}^4$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{31,69 \times 10^3}{35947,84} \times 2,9 = 2,56 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 2,56 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

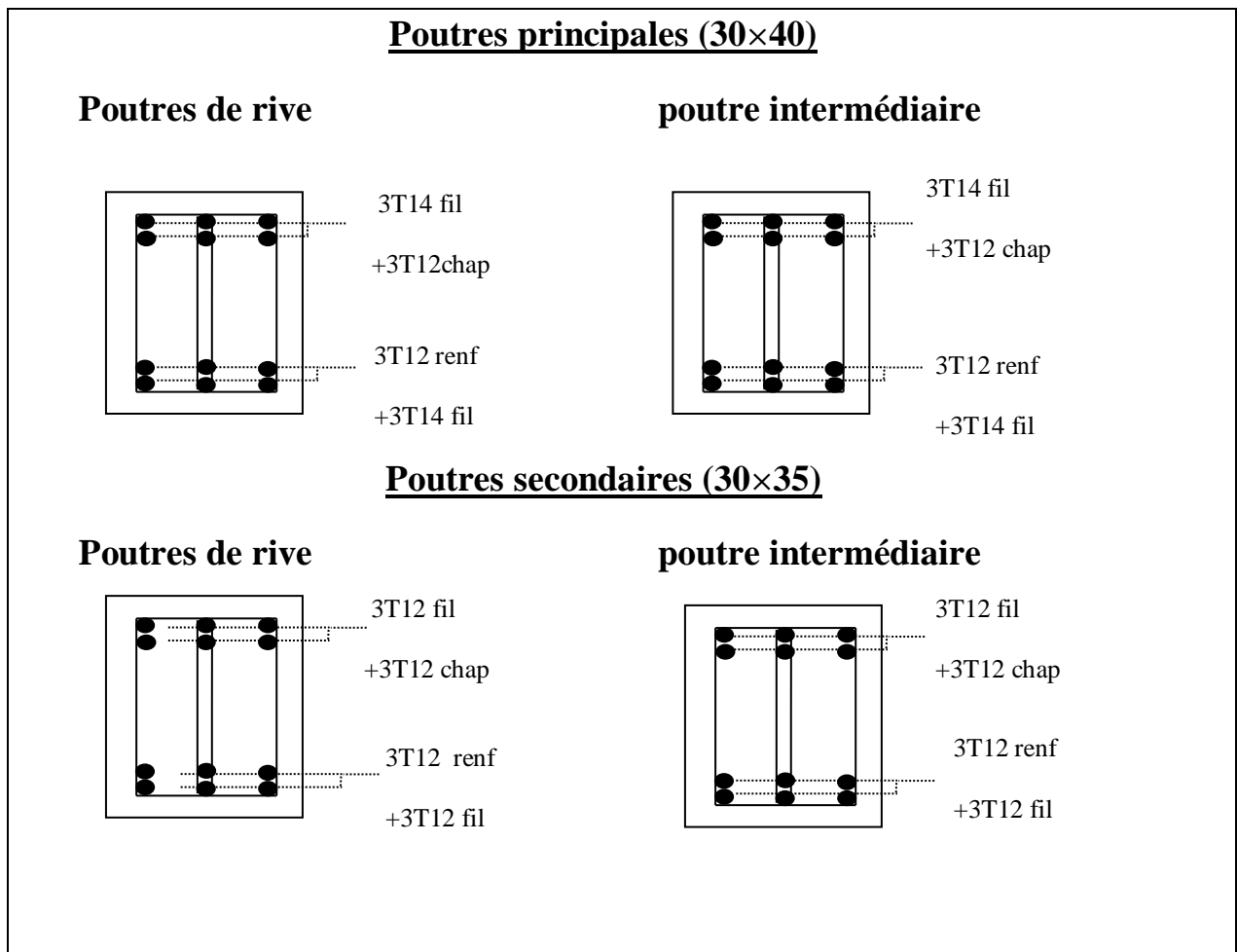
**Vérification de la flèche :**

$$M_{t \max} = 31,69 \text{ kN.m}, M_0 = (G+Q) l^2 / 8 = 76,48 \text{ kN.m} \quad (\text{à l'ELS})$$

$$A_s = 7,49 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,08 > 0,06 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ h/L > M_t / 10 M_0 \Rightarrow 0,08 > 0,04 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_s / b \cdot d < 4,2 / f_c \Rightarrow 0,008 < 0,0105 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$





**Figure VI-2 : ferrailage des poutres du bloc barre**

#### **VI-4-Ferrailage des poteaux :**

##### **VI-4-1-Calcul des armatures longitudinales :**

Calcul de ferrailage des poteaux selon le **RPA 99 / version 2003** <sup>(1)</sup> :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimale sera de 0,8 % (zone II).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  (zone II)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).

<sup>1</sup> RPA 99 / version 2003 article 7.4.2,page 65

On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres seront mis dans un tableau.

**VI-4-2-Bloc angle :**

**VI-4-2-1-les armatures minimales des poteaux :**

**Tableau VI-6:** les sections min et max imposée par le **R.P.A 99(version 2003)**

Type de poteaux	Amin=0,8 % b.ht	Amax1=4% b.ht	Amax2=6% b.ht
(50x50) cm <sup>2</sup>	20 cm <sup>2</sup>	100 cm <sup>2</sup>	150 cm <sup>2</sup>
(40x40) cm <sup>2</sup>	12,8cm <sup>2</sup>	64cm <sup>2</sup>	96cm <sup>2</sup>

**VI-4-2-2-les sollicitations défavorables :**

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

Etages		(50x50)	(40x40)
combinaisons			
A	N <sub>max</sub> (KN)	1464,71	1268,57
	M <sub>corr</sub> (KN.m)	3,84	0,78
B	N <sub>min</sub> (KN)	450,87	29,94
	M <sub>corr</sub> (KN.m)	5,48	5,48
C	M <sub>max</sub> (KN.m)	18,08	40,38
	N <sub>corr</sub> (KN)	531,12	52,57

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

Etages		(50x50)	(40x40)
combinaisons			
A	N <sub>max</sub> (KN)	1414,08	1025,94
	M <sub>corr</sub> (KN.m)	20,56	3,51
B	N <sub>min</sub> (KN)	503,71	308,11
	M <sub>corr</sub> (KN.m)	25,18	13,12
C	M <sub>max</sub> (KN.m)	31,83	46,19
	N <sub>corr</sub> (KN)	523,89	28,02

VI-4-2-3-Exemple de calcul :

- Poteaux (50x50)

Sens longitudinale :

➤ Combinaison du 1<sup>ère</sup> genre :

$$N_{max} = 146,47 \text{ t} ; M_{corresp} = 0,384 \text{ t.m}$$

Détermination de centre de pression :

$$e = M/N = 0,384/146,47 = 0,0026 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 146,47 \times \left( 0,45 - 0,50/2 + 0,0026 \right) = 29,68 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times fbc \times b \times h \\ Mu \leq Nu \cdot d \left( 1 - \frac{0,514Nu}{b \times d \times fbc} \right) \Rightarrow \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu = 146,47 \text{ t} < 286,9 \text{ t} \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 29,68 \text{ t.m} < 50,38 \text{ t.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

$$N_{min} = 45,087 \text{ t} ; M_{corresp} = 0,548 \text{ t.m}$$

Détermination de centre de pression :

$$e = M/N = 0,548/45,087 = 0,012 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 45,087 \left( 0,45 - 0,50/2 + 0,012 \right) = 9,56 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times fbc \times b \times h \\ Mu \leq Nu \cdot d \left( 1 - \frac{0,514Nu}{b \times d \times fbc} \right) \Rightarrow \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu = 45,087 \text{ t} < 286,9 \text{ t} \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 0,548 \text{ t.m} < 18,81 \text{ t.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

$$N_{corresp} = 53,112 \text{ t} \quad M_{max} = 1,808 \text{ t.m}$$

**Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 1,808/53,112 = 0,034 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 53,112 \left( 0,45 - 0,50/2 + 0,034 \right) = 12,43 \text{ t.m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times fbc \times b \times h \\ Mu \leq Nu \cdot d \left( 1 - \frac{0,514Nu}{b \times d \times fbc} \right) \Rightarrow \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu = 153,112 \text{ t} < 286,9 \text{ t} \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 12,43 \text{ t.m} < 21,85 \text{ t.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

➤ **Combinaisons du 2eme genre :**

$$N_{max} = 141,408 \text{ t} \quad M_{corresp} = 2,056 \text{ t.m}$$

**Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 2,056/141,408 = 0,015 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 141,408 \left( 0,45 - 0,50/2 + 0,015 \right) = 30,40 \text{ t.m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times fbc \times b \times h \\ Mu \leq Nu \cdot d \left( 1 - \frac{0,514Nu}{b \times d \times fbc} \right) \Rightarrow \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu = 141,408 \text{ t} < 286,9 \text{ t} \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 30,40 \text{ t.m} < 49,13 \text{ t.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

$$N_{min} = 50,371 \text{ t} \quad M_{corresp} = 2,518 \text{ t.m}$$

**Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 2,518/50,371 = 0,050 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 50,371 \left( 0,45 - 0,50/2 + 0,050 \right) = 12,59 \text{ t.m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times fbc \times b \times h \\ Mu \leq Nu \cdot d \left( 1 - \frac{0,514Nu}{b \times d \times fbc} \right) \Rightarrow \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu = 50,371 \text{ t} < 286,9 \text{ t} \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 2,518 \text{ t.m} < 20,83 \text{ t.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

$$N_{corresp} = 52,389 \text{ t} \quad ; \quad M_{max} = 3,183 \text{ t.m}$$

**Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 3,183/52,389 = 0,061 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 52,389(0,45 - 0,50/2 + 0,061) = 13,67 \text{ t.m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times fbc \times b \times h \\ Mu \leq Nu \cdot d \left( 1 - \frac{0,514Nu}{b \times d \times fbc} \right) \Rightarrow \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu = 52,389 \text{ t} < 286,9 \text{ t} \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 3,183 \text{ t.m} < 21,58 \text{ t.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

**Section adoptée :**

$$A_{adopté} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{min}) = \max(0, 0, 0, 0, 0, 0, 20) = 20 \text{ cm}^2$$

**Tableau VI-9:** récapitulatif de ferrailage des poteaux

Niveaux	Combs	1 <sup>er</sup> genre			2 <sup>eme</sup> genre			A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
		N <sub>u</sub> (KN)	M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> (KN)	M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )		
(50x50)	(a)	1464,71	3,84	0	1414,08	20,56	0	20	4T20+4T16 As=20,61
	(b)	450,87	5,48	0	503,71	25,18	0		
	(c)	531,12	18,08	0	523,89	31,83	0		
(40x40)	(a)	1268,57	0,78	0	1025,94	3,51	0	12,8	4T16+4T14 As = 14,24
	(b)	29,94	5,48	0	308,11	13,12	0		
	(c)	52,57	40,38	2,08	28,02	46,19	2,8		

**VI-4-2-4-Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Poteau (50×50) cm<sup>2</sup>

$$T_{max} = 1,8 \text{ KN}$$

Contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{T}{(b \times d)} = \frac{1,8 \times 10^3}{(500 \times 450)} = 0,008 \text{ MPa}$$

Contrainte tangente admissible :  $\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$ .

$$\tau_u = 0,008 < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement.

**VI-4-2-5-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 <sup>(1)</sup> :

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

$V_u$  : 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.

**Calcul de l'espacement :**

D'après le **R.P.A 99 version 2003** <sup>(2)</sup> on a :

**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10 \emptyset L ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

<sup>1</sup> **RPA 99 / version 2003** article 7.4.2.2 page 66

<sup>2</sup> **RPA 99 / version 2003** page 67

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

**En zone courante :**

$$St \leq 15 \varnothing L = 18 \text{ cm}$$

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

**Calcul de l'élancement géométrique  $\lambda_g$  (1):**

$$\lambda_g = Lf / b$$

Avec :

$Lf$ : Longueur de flambement du poteau.

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

$$Lf = 0.7 L0$$

$$\lambda_g = 0,7 \times \frac{L0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,50} = 4,28 \text{ m}$$

$$\lambda_g = 4,28 < 5 \rightarrow \rho_0 = 3,5$$

$$\text{donc : } At = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c} = \frac{15 \times 3.5 \times 1.8}{50 \times 235} = 0,52 \text{ cm}^2$$

**Quantité d'armatures transversales minimales :**

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

$$\lambda_g = 0.5 \% \rightarrow \lambda_g = 3 < 4.28 < 5$$

$$\text{Zone nodale : } \begin{cases} \text{Zone nodale} & : A_t = 0,005 \times 10 \times 50 = 2,5 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante} & : A_t = 0,005 \times 15 \times 50 = 3,75 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 8\phi 8 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

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

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

$$At \geq 0,4 \cdot St \cdot b / f_c ; \text{ Ronds lisses} \rightarrow f_c = 235 \text{ MPa}$$

$$At \geq 0,4 \times 15 \times 50 / 235 = 1,27 \text{ cm}^2 < 4,02 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

<sup>1</sup> RPA 99 / version 2003 page 67

Détermination de la zone nodale <sup>(1)</sup> :

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

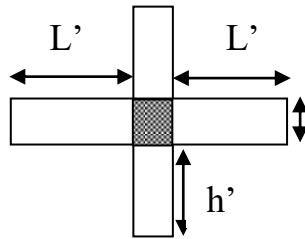
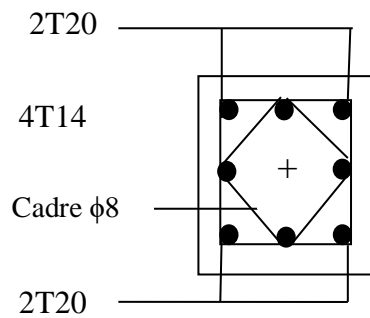


Figure VI-3 : zone nodale

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

Poteau (50×50)



Poteau (40×40)

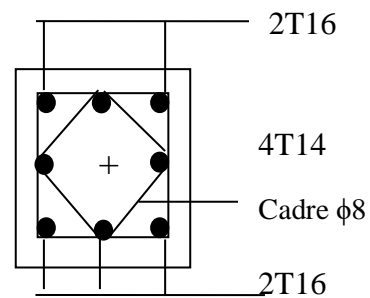


Figure VI-4: ferrailage des poteaux du bloc angle

<sup>1</sup> RPA 99 / version 2003 page 66



VI-4-3-Bloc barre :

VI-4-3-1-les armatures minimales des poteaux :

Tableau VI-10: les sections min et max imposée par le R.P.A 99(version 2003)

Type de poteaux	Amin=0,8 % b.ht	Amax1=4% b.ht	Amax2=6% b.ht
(40×40) cm <sup>2</sup>	12,8 cm <sup>2</sup>	64cm <sup>2</sup>	86cm <sup>2</sup>
(35×35) cm <sup>2</sup>	9,8cm <sup>2</sup>	49cm <sup>2</sup>	73,5cm <sup>2</sup>

VI-4-3-2-récapitulatif du ferrailage :

Tableau VI-11: récapitulatif de ferrailage des poteaux

Niveaux	Combs.	1 <sup>er</sup> genre			2 <sup>eme</sup> genre			A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
		N <sub>U</sub> (KN)	M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>U</sub> (KN)	M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )		
(40×40)	(a)	709,502	36,92	0	619,00	1,71	0	12,8	6T16+2T14 As=15,14
	(b)	300,65	2,17	0	502,05	27,90	0		
	(c)	136,68	3,02	0	511,55	26,67	0		
(35×35)	(a)	621,52	42,49	0	451,76	32,81	0	9,8	6T14+2T12 As = 11,5
	(b)	124,67	11,68	0	65,59	68,74	4,96		
	(c)	93,03	85,15	7,17	220,27	22,12	0		

VI-4-3-3-Vérification de la contrainte de cisaillement :

« Poteaux (40×40) cm<sup>2</sup> »

Contrainte tangente :

Contrainte tangente admissible :  $\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5Mpa) = 3,25 MPa$ .

$$\tau_u = \frac{T}{(b \times d)} = \frac{0,13 \times 10^3}{(400 \times 360)} = 0,009 MPa < \bar{\tau}_u = 3,25 MPa \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement.

VI-4-3-4-Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

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

**Calcul de l'espacement :**

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

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

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

$$\lambda_g = 0,7 \times \frac{L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,40} = 5,36 \text{ m}$$

$\lambda_g = 5,36 > 5 \rightarrow \rho_0 = 2,50$  (RPA.99 "Art 7.4.2.2").

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c} = \frac{15 \times 2,5 \times 0,13}{40 \times 235} = 0,005 \text{ cm}^2$$

**Quantité d'armatures transversales minimales :**

$$\text{Zone nodale : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,005 \times 10 \times 40 = 2 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,005 \times 15 \times 40 = 3 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 8\phi 8 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$A_t \geq 0,4 \times 15 \times 40 / 235 = 1,02 \text{ cm}^2 < 4,02 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Détermination de la zone nodale :**

$$\begin{cases} h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b; h; 60 \text{ cm} \right) = \text{Max} \left( \frac{306}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} \end{cases}$$



**Figure VI-5 : ferrailage des poteaux du bloc barre**

**VI-5-Etude des voiles :****VI-5-1-Introduction :**

Le voile est un élément important de la structure, destiné spécialement pour le contreventement des bâtiments comme il peut jouer le rôle de mur de soutènement. Il se calcule comme le poteau en flexion composée. Leurs ferraillements sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales. Les avantages importants que présentent les voiles de contreventement par rapport aux portiques sont :

- Leurs grandes rigidités vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux.
- Lors de nombreux séismes modérés, les structures à voiles ont de faibles déplacements latéraux qui permettraient de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles de ce type de structure.
- La masse élevée du voile permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton armé donne au bâtiment une inertie thermique appréciable.
- Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragme, entre chaque voile les sollicitations sont réparties proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation. Le voile transmet ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol.

**Les combinaisons :**

Selon le **RPA 99 version 2003** les combinaisons à considérer sont les suivantes :

$$\begin{aligned} &1,35 G+1,5Q \text{ (ELU)} \\ &0,8G+Q \\ &G+Q\pm 1,2E \end{aligned}$$

**VI-5-2-Calcul des voiles :**

Pour le ferraillement des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le **RPA 99V2003** <sup>(1)</sup> :

- Pour centrage minimum d'armatures verticales et horizontales :
  - Globalement dans la section des voiles 0,15 %
  - En zone courante 0,10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales :  $S < \min(15a; 30)$

**VI-5-3-Vérification des contraintes de tangentielles:**

Le calcul se fait en flexion composée d'une bande de section ( $0,20 \times 1 \text{ ml}$ )

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u = 0,2f_{c28}$$

<sup>1</sup> **RPA 99 / version 2003** article 7.7.4.3 page 80

$$\tau u = Vu/(b \times d)$$

On vérifie avec l'effort tranchant maximum calculé avec L'ELU :

**Tableau VI-12: Vérification de la contrainte**

Voile 20 cm	$V_{\max}$ (KN)	$\tau u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Bloc angle	13,08	0,0654	5	Condition vérifiée
Bloc barre	9,48	0,049	5	Condition vérifiée

**VI-5-4-Détermination des sollicitations :**

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, à la flexion composée sous un effort normal de compression F et un moment de flexion, tirés à partir des fichiers résultats du **SAP 2014** pour le bloc barre et **ETABS2009** pour le bloc angle

**Tableau VI-13 : Sollicitations des voiles**

Voile 20 cm	combinaisons	F11	M11	F22	M22
Bloc angle	1,35G+1,5Q	141,22	3,73	708,03	18,63
	0,8G+Q	185,14	3,05	920,09	15,27
	G+Q±1,2E	236,52	4,21	1170,6	21,04
Bloc barre	1,35G+1,5Q	98,45	1,13	416,12	9,56
	0,8G+Q	135,85	2,95	669,02	6,32
	G+Q±1,2E	189,84	3,81	854,37	12,16

**VI-5-5-Détermination du ferrailage :**

Le ferrailage est calcul de la même manière que les poteaux en flexion composée d'une bande de section 0,25x 1ml. Il est fait par logiciel "Socotec"

**Espacement :**

Ferrailage vertical :  $St \leq \min 15e ; 30 ; 15$

Ferrailage horizontal :  $St \leq \min 15e ; 30$

Tableau VI-14: Ferrailage des voiles

Ferrailage		$A_{min}$ (RPA)		$A_{st}$ choisit $cm^2/ml$		St (cm)	Armature transversale
Bloc angle	Vertical( $A_v$ )	0,007(b.h)	14	14,07	7T16	15cm	T12/ml
	Horizontal( $A_h$ )	$A_v/4$	3,5	5,65	5T12	20cm	
Bloc barre	Vertical( $A_v$ )	0,007(b.h)	14	14,07	7T16	15cm	T12/ml
	Horizontal( $A_h$ )	$A_v/4$	3,5	5,65	5T12	20cm	

**Récapitulatif :**

<p><b>✚ Ferrailage des poutres : pour les deux blocs</b></p> <p><i>Poutre principale de rive : 3T14 + 3T12</i></p> <p><i>Poutre secondaire de rive : 3T12 + 3T12</i></p> <p><i>Poutre principale intermédiaire : 3T14+3T12</i></p> <p><i>Poutre secondaire intermédiaire : 3T12 +3T12</i></p> <p><b>✚ Les poteaux du bloc angle :</b></p> <p><i>Poteaux (50 x 50) : 4T20 + 4T16</i></p> <p><i>Poteaux (40 x 40) :4T16 + 4T14</i></p> <p><b>✚ Les poteaux du bloc barre :</b></p> <p><i>Poteaux (40 x 40) : 6T16 +2T14</i></p> <p><i>Poteaux (35 x 35) : 6T14 + 2T12</i></p> <p><b>✚ Les voiles :</b></p> <p><i>Armature principale : 7T16 /ml ; St =15 cm</i></p> <p><i>Armature de répartition : 5T12/ml ; St=20 cm</i></p>
--