

**VI -1-Les poutres :****A. Méthode de calcul**

En général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion, 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 :  $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp1}$

- Sollicitation du 2<sup>eme</sup> genre :  $\begin{cases} S_{p2}=0,8G \pm E. \\ S_{p2}=G+Q \pm E. \end{cases} \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp2}$

➤ 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 ( $\gamma_s, \gamma_b$ )

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

Pour une situation courante :  $\begin{cases} \gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17 \text{ Mpa} \end{cases}$

**B. Les armatures longitudinales :**

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a :

- Section d'armature minimale :  $A_{min}=0,5\%$  (bxh)
- Section d'armature maximale:  $A_{max1}=4\%$  (bxh) (Zone courante)

$$A_{max2}=6\% \text{ (bxh) (Zone de recouvrement)}$$

Les valeurs des moments max en appuis et en travées ainsi l'effort tranchant de 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> genre sont résumées dans les tableaux suivants :

Étages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport	Moments de calcul	T max
		MSP1	MSP2	MSP1/MSP2	(KN.m)	(KN)
Terrasse	Appuis	82,84	98,08	0,84	98,08	76,65
	Travées	32,12	47,27	0,68	47,27	
RDC +Étages courants	Appuis	76,19	104,67	0,72	104,67	75,41
	Travées	29,11	66,17	0,43	66,17	

**Tableau VI.1.** Moments max des Poutres principales de rive

Étages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport	Moments de calcul	T max
		MSP1	MSP2	MSP1/MSP2	(KN.m)	(KN)
Terrasse	Appuis	116,74	99,18	1,17	116,74	126,27
	Travées	59,44	46,22	1,28	59,44	
RDC +Étages courants	Appuis	112,46	103,86	1,08	103,86	115,77
	Travées	50,46	38,46	1,31	50,46	

**Tableau :VI.2.** Moments max des Poutres principales intermédiaires

Étages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport	Moments de calcul	T max
		MSP1	MSP2	MSP1/MSP2	(KN.m)	(KN)
Terrasse	Appuis	76,19	104,67	0,73	104,67	75,41
	Travées	29,11	66,17	0,44	66,17	
RDC +Étages courants	Appuis	36,83	59,36	0,62	59,36	35,58
	Travées	26,72	46,79	0,57	46,79	

**Tableau VI.3.** Moments max des poutres secondaires de rive

Étages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport	Moments de calcul	T max
		M1	M2	M1/M2	(KN.m)	(KN)
Terrasse	Appuis	89,56	111,79	0,80	111,79	82,92
	Travées	50,51	67,01	0,75	67,01	
RDC +Étages courants	Appuis	94,72	129,01	0,73	129,01	103,55
	Travées	63,68	81,83	0,77	81,83	

**Tableau :VI.4.** Moments max des poutres secondaires intermédiaires

### C. Poutres principales de rive (30x45) cm<sup>2</sup> :

- Armatures longitudinales :

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

$$A_{\min} = 0,5\% (bxh) = 0,5 \times 30 \times 45 / 100 = \mathbf{6,75 \text{ cm}^2} \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\% (bxh) = 4 \times 30 \times 45 / 100 = \mathbf{54 \text{ cm}^2} \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max 2} = 6\% (bxh) = 6 \times 30 \times 45 / 100 = \mathbf{81 \text{ cm}^2} \text{ (zone de recouvrement)}$$

#### ➤ En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 32,12 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 47,27 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 0,68 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

Données :

- Largeur de la poutre  $b = 30\text{cm}$ .
- Hauteur de la section  $h_t = 45\text{cm}$ .
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = 0,9 \times h_t = 40,5 \text{ cm}$
- Fissuration non préjudiciable
- $F_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{47,27 \cdot 10^3}{30 \cdot (40,5)^2 \cdot 18,48} = 0,041 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,9795$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{47,27 \cdot 10^3}{0,9795 \cdot 40,5 \cdot 400} = 2,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 82,84 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 98,08 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}} = 0,84 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_2\text{)}$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{98,08 \cdot 10^3}{30 \cdot (40,5)^2 \cdot 18,48} = 0,107 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,9435$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{98,08 \cdot 10^3}{0,9435 \cdot 40,5 \cdot 400} = 6,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**D. poutres secondaires de rive (30x40) cm<sup>2</sup> :**

- Armature longitudinale :

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h_t = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{6 \text{ cm}^2} \quad (\text{sur toute la section})$$

$$A_{\max 1} = 4\% \cdot b \cdot h_t = 4 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{48 \text{ cm}^2} \quad (\text{zone courante})$$

$$A_{\max 2} = 6\% \cdot b \cdot h_t = 6 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{72 \text{ cm}^2} \quad (\text{zone de recouvrement})$$

➤ **En travée :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 29,11 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 66,17 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 0,44 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_2\text{)}$$

Données :

- Largeur de la poutre  $b = 30 \text{ cm}$ .
- Hauteur de la section  $h_t = 40 \text{ cm}$ .
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = 0,9 \cdot h_t = 36 \text{ cm}$
- Fissuration non préjudiciable

- $f_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{66,17 \cdot 10^3}{30 \cdot (36)^2 \cdot 18,48} = 0,092 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,952$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{66,17 \cdot 10^3}{0,952 \cdot 36 \cdot 400} = 4,82 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 76,19 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 104,67 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}} = 0,73 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_2\text{)}$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{104,67 \cdot 10^3}{30 \cdot (36)^2 \cdot 18,48} = 0,145 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,9215$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{104,67 \cdot 10^3}{0,9215 \cdot 36 \cdot 400} = 7,88 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Les tableaux représentés ci après regroupent l'ensemble des résultants des sollicitations de calcul (Moments de calcul), les sections d'armatures correspondantes et les sections de ferrailage adoptées pour l'ensemble des niveaux.

Étages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
<b>Terrasse</b>	Appuis	98,08	6,41	6,75	3T14 + 2T12	6,88
	Travées	47,27	2,98		3T14+2T12	6,88
<b>RDC +Étages courants</b>	Appuis	104,67	6,88	6,75	3T14 + 2T14	7,70
	Travées	66,17	4,42		3T14+2T12	6,88

**Tableau :VI.5.** Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive

Étages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
Terrasse	Appuis	116,74	9,12	6,75	3T16 + 3T12	9,42
	Travées	59,44	4,41		3T14+2T12	6,88
RDC +Étages courants	Appuis	103,86	6,82	6,75	3T14 + 2T12	6,88
	Travées	50,46	3,72		3T14+2T12	6,88

Tableau :VI.6. Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires

Étages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
Terrasse	Appuis	104,67	7,88	6,00	3T16 +2T12	8,29
	Travées	66,17	4,82		3T16	6,03
RDC +Étages courants	Appuis	59,36	4,30	6,00	3T16	6,03
	Travées	46,79	3,80		3T16	6,03

Tableau :VI.7. Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires de rive

Étages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
Terrasse	Appuis	111,79	8,48	6,00	3T16+2T14	9,11
	Travées	67,01	4,89		3T16	6,03
RDC +Étages courants	Appuis	129,01	9,94	6,00	3T16 + 3T14	10,65
	Travées	81,83	6,05		3T14+1T14	6,16

Tableau :VI.8. Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires intermédiaires

E. Vérifications:

❖ Poutres principales (30x45) cm<sup>2</sup> :

1. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bx dx f_{t28}/f_e = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times 2,1/400 = 1,46 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptée}} > A_{min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T/(bx d) = 126,27 \times 10^3 / (300 \times 405) = 1,03 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \tau_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 1,03 \text{ Mpa} < \tau_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas un risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

3. Calcul les armatures transversales :

- Diamètre des armatures transversales :

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

$$\Phi_t \leq \min (12,85 ; 30 ; 16)$$

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

- Espacement:

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

$$\Rightarrow St = 35 \text{ cm}$$

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

$$St \leq \min (11,25 ; 16,8 ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

Zone courante:  $St \leq h/2$

$$St \leq 22,5 \text{ cm} \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

- Section des armatures transversales :

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

k=1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

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

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

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

$$(*) \Rightarrow \left( \frac{At}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(1,03 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,06 \text{ cm.} \dots \dots \dots (1)$$

- Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max (0,51; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,51 \text{ Mpa}$$

$$\left( \frac{At}{S_t} \right)_{\min} \geq \frac{0,51 \times b}{fe} = \frac{0,51 \times 30}{235} = 0,065 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) :  $\left( \frac{At}{S_t} \right) \geq 0,065 \text{ cm}$  , on prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$D'où \quad At \geq 0,065 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

4. Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{\max} = 126,27 \text{ KN} \quad M_{\text{app}} = 116,74 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = M_{\text{app}} / Z = 116,74 / 0,9 \times 45 \times 10^{-2} = 288,24 \text{ KN} > 126,27 \text{ KN}$$

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

5. Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ avec } : \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = a \times b / 2 \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab}$$

a : Longueur d'appuis de la biellette

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

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

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

$$a \geq 2 \times 126,27 \times 1,5 / (0,8 \times 30 \times 25 \times 10) = 0,063 \text{ m} = 6,3 \text{ cm}$$

$$a' = b - 5 = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$$

$$a = \min (a'; 0,9d) = 25 \text{ cm}$$

$$a = 25 \text{ cm} > 6,3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$



## 6. Entraînement des armatures :

1. Vérification des contraintes d'adhérence :

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

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

T : Effort tranchant max  $T = 126,27$  KN

n : Nombre des armatures longitudinaux tendus  $n = 4$

$\mu$  : Périmètre d'armature tendu  $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,2 = 3,768$  cm

$$\tau_{u,ser} = 126,27 \times 10^3 / 0,9 \times 45 \times 3,768 \times 4 \times 10^2 = 2,06 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_{u,ser} = 2,06 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{u,ser} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2. Ancrage des armatures tendues :

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

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

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

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

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon :  $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,2 = 6,6$  cm

3. Calcul des crochets :

Crochets courants angle de  $90^\circ$

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 3 \text{ cm.}$$

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

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 12,7 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 26,66 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 11,7 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 26,13 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,6 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 10,7 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 25,59 \text{ cm}$$

4. La longueur de recouvrement :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  en zone IIa

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

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

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

- Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{ser} = 43,46 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2$$

- Position de l'axe neutre :

$$by^2/2 - n.A (d-y) = 0$$

$$\Rightarrow 15y^2 + 67,8y - 2745,9 = 0 \Rightarrow y = 11,45 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + n.A (d-y)^2 = 72227,82 \text{ cm}^4$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K..y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{43,46 \times 10^3}{72227,82} \times 11,45 = 6,88 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 6,88 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Vérification de la flèche :

$$M_{tmax} = 43,46 \text{ KN.m}, M_0 = (G+Q) l^2/8 = 24,83 \text{ KN.m} \quad (\text{à l'ELS})$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,088 > 0,06 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,088 > 0,0175 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ A_s/b.d < 4,2/f_c \Rightarrow 0,003 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

❖ Poutres secondaires (30x40) cm<sup>2</sup> :

**A. Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 b x d x f_{t28} / f_c = 0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1 / 400 = 0,98 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adoptée} > A_{min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**B. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b x d) = 35,58 \times 10^3 / (300 \times 360) = 0,32 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0,32 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas un risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

**C. Calcul les armatures transversales :**

- Diamètre des armatures transversales :

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

$$\Phi_t \leq \min (11,42 ; 30 ; 12)$$

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

- Espacement:

$$\begin{cases} St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (32,4 ; 40\text{cm}) \Rightarrow St=30 \text{ cm} \end{cases}$$

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

$$St \leq \min (10 ; 16,8 ; 30\text{cm})$$

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

Zone courante:  $St \leq h/2$

$$St \leq 20\text{cm}$$

$$\Rightarrow St= 20 \text{ cm}$$

- Section des armatures transversales :

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

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

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

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

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

$$(*) \Rightarrow \left( \frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,32 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,050 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

- Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max (0,155 ; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left( \frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b}{fe} = \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,051 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) :  $\left( \frac{At}{S_t} \right) \geq 0,051 \text{ cm}$  , on prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$D'où \quad A_t \geq 0,77 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

#### D. Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{\max} = 35,58 \text{ KN} \quad M_{\text{app}} = 59,36 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = M_{\text{app}} / Z = 59,36 / 0,9 \times 40 \times 10^{-2} = 164,88 \text{ KN} > 35,58 \text{ KN}$$

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

#### E. Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ avec } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = a \times b / 2 \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab}$$

$a$  : Longueur d'appuis de la bielle

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

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

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

$$a \geq 2 \times 35,58 \times 1,5 / (0,8 \times 30 \times 25 \times 10) = 0,017 \text{ m} = 1,7 \text{ cm}$$

$$a' = b - 5 = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = 25 \text{ cm}$$

$$a = 25 \text{ cm} > 1,7 \text{ cm} \dots \dots \dots (\text{condition vérifiée})$$

#### F. Entraînement des armatures :

##### 1. Vérification des contraintes d'adhérence :

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

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

$T$  : Effort tranchant max  $T = 35,58 \text{ KN}$

$n$  : Nombre des armatures longitudinales tendues  $n = 4$

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

$$\tau_{\text{ser}} = 35,58 \times 10^3 / 0,9 \times 30 \times 3,77 \times 4 \times 10^2 = 0,87 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_{\text{ser}} = 0,87 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2. Ancrage des armatures tendues :

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

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

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

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

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon :  $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm}$

3. Calcul des crochets :

Crochets courants angle de  $90^\circ$

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 36 \text{ cm.}$$

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

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} ; \quad L_2 = 9,3 \text{ cm} ; \quad L_1 = 12,42 \text{ cm}$$

4. La longueur de recouvrement :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  en zone IIa

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

- Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{ser} = 8,04 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2$$

- Position de l'axe neutre :

$$by^2/2 - n \cdot A (d - y) = 0$$

$$\Rightarrow 15y^2 + 67,8y - 2440,8 = 0 \Rightarrow y = 10,78 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + n \cdot A (d - y)^2 = 55651,34 \text{ cm}^4$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{08,04 \times 10^3}{55651,34} \times 10,78 = 1,55 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 1,55 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Vérification de la flèche :

$M_{tsmax} = 8,04 \text{ KN.m}$ ,  $M_0 = (G+Q) l^2/8 = 12,43 \text{ KN.m}$  (à l'ELS )

$A_s = 4,52 \text{ cm}^2$

- $h/L > 1/16 \Rightarrow 0,102 > 0,06$  .....condition vérifiée
- $h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,102 > 0,064$  .....condition vérifiée
- $A_s/b.d < 4,2/f_e \Rightarrow 0,004 < 0,0105$  .....condition vérifiée

Donc le calcul pratique de la flèche n'est pas nécessaire.

Le ferrailage des poutres principales et les chaînages et regroupe dan les tableaux suivantes :

Niveaux	En Appuis	En Travées
Terrasse		
RDC + Etages courants		

**Tableau VI.9** Ferrailage des poutres principales de rive

Niveaux	En Appuis	En Travées
Terrasse		
RDC+Etages courants		

**Tableau VI.10.** Ferrailage des poutres principales intermédiaires

Niveaux	En Appuis	En Travées
Terrasse		
RDC + Etages courants		

**Tableau VI.11** Ferrailage des poutres secondaires de rive

Niveaux	En Appuis	En Travées
Terrasse		
RDC + Etages courants		

**Tableau VI.12.**Ferraillage des poutres secondaires intermédiaires

**VI-2- Les poteaux :**

**A. 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

Combinaisons suivantes :

$$\begin{array}{l}
 - 1^{er} \text{Genre :} \\
 - 2^{eme} \text{ Genre :}
 \end{array}
 \left\{ \begin{array}{l}
 1,35G+1,5Q \dots\dots\dots (N_{max} ; M_{corresp}) \longrightarrow A_1 \\
 G+Q \pm E \dots\dots\dots (M_{max} ; N_{corresp}) \longrightarrow A_2
 \end{array} \right.$$

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

Pour situation accidentelle :

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

Pour situation courante :

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



**B. Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003) :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets

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 minimal 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.

poteaux	$A_{\min}=0,8 \% \times S$	$A_{\max 1}=4 \% \times S$	$A_{\max 2}=6 \% \times S$
(30x45) cm <sup>2</sup>	10,80	54,00	81,00
(30x40) cm <sup>2</sup>	9,60	48,00	72,00

**C. Exemple de calcul :****Poteaux (30x45) cm<sup>2</sup>:****❖ Combinaison de 1<sup>er</sup> genre (1,35G+1,5Q) :**

$$\text{➤ (a)- } N_{\min}=1447,24 \text{ KN} \quad M_{\text{corresp}} = 1,218 \text{ KN.m}$$

**Détermination du centre de pression :**

$$e = M/N = 0,00084 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1642,50 \left( 0,43 - 0,45/2 + 0,00084 \right) = 297,89 \text{ KN.m}$$

- Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \cdot (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1447,24 \text{ KN} < 1549,48 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 297,89 \text{ KN.m} < 369,06 \text{ N.m} \dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

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

$$\text{➤ (b)- } N_{\min}=125,58 \text{ KN} \quad M_{\text{corresp}} = 6,076 \text{ KN.m}$$

**Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 0,048 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 125,58 \left( 0,43 - 0,45/2 + 0,048 \right) = 31,77 \text{ KN.m}$$

- Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc \cdot b \cdot h \\ Mu \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 Nu / b \cdot d \cdot fbc) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu = 455,05 \text{ KN} < 1549,48 \text{ KN} \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ Mu = 31,77 \text{ KN} \cdot \text{m} < 131,95 \text{ KN} \cdot \text{m} \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

➤ (c)  $M_{\max} = 32,197 \text{ KN} \cdot \text{m}$      $N_{\text{corresp}} = 772,52 \text{ KN}$

Détermination le centre de pression :

$e = M/N = 0,041 \text{ m}$

$Mu = Nu (d - \frac{ht}{2} + e) = 772,52 (0,425 - 0,45/2 + 0,041) = 190,03 \text{ KN} \cdot \text{m}$

- Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc \cdot b \cdot h \\ Mu \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 Nu / b \cdot d \cdot fbc) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu = 772,52 \text{ KN} < 1549,48 \text{ KN} \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ Mu = 127,09 \text{ KN} \cdot \text{m} < 260,02 \text{ KN} \cdot \text{m} \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

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

❖ combinaison de 2<sup>eme</sup> genre :

➤ (a)-  $N_{\max} = 1219 \text{ KN}$      $M_{\text{corresp}} = 16,43 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Détermination le centre de pression :

$e = M/N = 0,013 \text{ m}$

$Mu = Nu (d - \frac{ht}{2} + e) = 1219 (0,43 - 0,45/2 + 0,013) = 265,74 \text{ KN} \cdot \text{m}$

- Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc \cdot b \cdot h \\ Mu \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 Nu / b \cdot d \cdot fbc) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu = 1219 \text{ KN} < 2020,78 \text{ KN} \dots \dots \text{condition vérifié} \\ Mu = 265,74 \text{ KN} \cdot \text{m} < 386,40 \text{ KN} \cdot \text{m} \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

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

➤ (b)-  $N_{\min} = 530,04 \text{ KN}$      $M_{\text{corresp}} = 2,159 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Détermination le centre de pression :

$e = M/N = 0,0040 \text{ m}$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 530,04 \left( 0,43 - 0,45/2 + 0,0040 \right) = 110,77 \text{ KN.m}$$

- Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u = 530,04 \text{ KN} < 2020,78 \text{ KN} \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ M_u = 110,77 \text{ KN.m} < 201,87 \text{ KN.m} \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

➤ (c)  $M_{\max} = 52,392 \text{ KN.m}$        $N_{\text{corresp}} = 502,01 \text{ KN}$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0,104$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 502,01 \left( 0,43 - 0,45/2 + 0,104 \right) = 155,12 \text{ KN.m}$$

- Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u = 502,01 \text{ KN} < 2020,78 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 155,12 \text{ KN.m} > 192,49 \text{ KN.m} \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

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

**Section adoptée :**

La section d'armature qu'on doit tenu en compte c'est le max entre les trois sections calculées et la section minimale exigée par **RPA 99 V.2003**

Donc :

Pour une section de béton (30x45) cm<sup>2</sup>

$$A_{\min(R.P.A)} = 10,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{\min(R.P.A)}) = \max (0,00; 0,00 ; 0,00 ; 10,80 ) = \mathbf{10,80 \text{ cm}^2}$$

On adopte **8T14 = 12,32 cm<sup>2</sup>/ml**

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

on va vérifier par rapport le poteau le plus sollicité (30x45 ) cm<sup>2</sup>

$$T_{\max} = 33,75 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \cdot x) = 33,75 \times 10^3 / (300 \times 430) = 0,261 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \\ \tau_u = 0,261 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

- **Calcul des armatures transversales :**

- Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \Phi_l / 3$$

$$\Phi_t = 20 / 3$$

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

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

-  $\rho_a$  : Coefficient correcteur égal à 2,5 si l'élanement géométrique  $\lambda_g \geq 5$  et à 3,5 dans le cas contraire.

-  $S_t$  : Espacement des armatures transversales.

- Espacement :

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

$$\text{-En zone nodale : } S_t \leq \min(10 \varnothing_L ; 15\text{cm}) = 14 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

$$\text{-En zone courante : } S_t \leq 15 \varnothing_L = 21 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 20 \text{ cm.}$$

- Calcul de l'élanement géométrique  $\lambda_g$  :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec:  $L_f$  : Longueur de flambement du poteau.

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

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \cdot 3,06 / 0,3 = 7,14$$

$$\lambda_g = 7,14 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{10 \times 2,5 \times 13,85 \times 10}{45 \cdot 235} = 0,32 \text{ cm}^2$$

- Quantité d'armatures transversales minimales :

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

$$\lambda_g = 7,14 > 5 : \Rightarrow 0,3 \%$$

$$\text{Alors : } \left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t = 0,003 \cdot 15 \cdot 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Zone courante :  $A_t = 0,003.20.30 = 1,80 \text{ cm}^2$

On adopte : **4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup>**

- Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

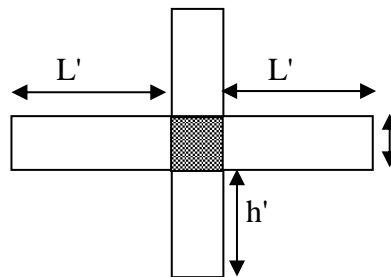
$$\frac{A_t \cdot f_c}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

Zone courante :  $\frac{2,01 \times 235}{30 \times 20} = 0,78 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

Zone nodale :  $\frac{2,01 \times 235}{30 \times 15} = 1,04 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

- 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.



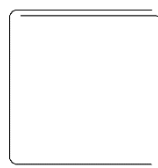
Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante:

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \text{Max}(h_e/6; b; h; 60 \text{ cm}) = \text{Max}(306/6; 30; 45; 60) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Disposition constructive des armatures des nœuds :

Les nœuds dans une construction sont des points critiques, donc selon les règles parasismiques algériennes au but d'évité l'éclatement des ces zones on doit prévoir des cadres traditionnels ou deux U superposés formant un carré ou un rectangle avec un espacement maximum de 10cm et un nombre minimum de 03 cadres par nœud.

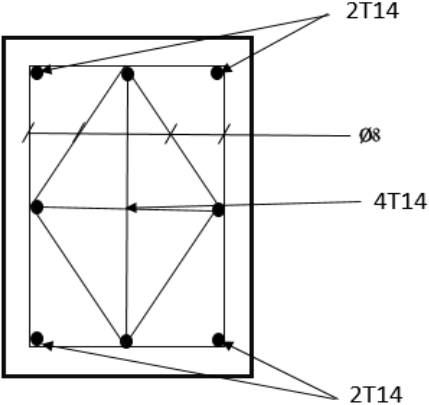
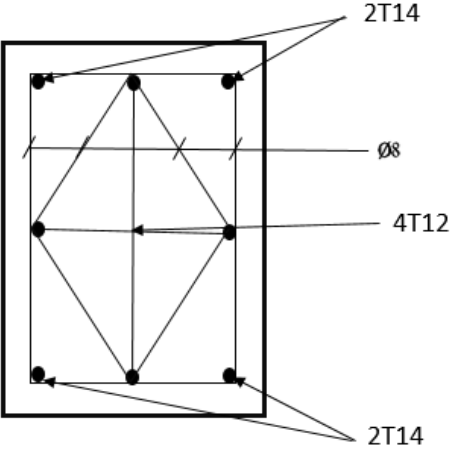
**02 U superposés**



Les sollicitations max et sections d'armatures correspondants aux différents niveaux sont résumées dans les tableaux suivants

Types des poteaux	Efforts		Valeur en KN ;KN.m	As(calculer) (cm <sup>2</sup> )	As(min) (cm <sup>2</sup> )	Choix	As (cm <sup>2</sup> )
<b>(30x45) cm<sup>2</sup></b>	<b>ELU</b>	<b>N<sub>max</sub></b>	1447,24	0	10,80	<b>8T14</b>	12,32
		<b>M<sub>corr</sub></b>	1,218				
		<b>N<sub>min</sub></b>	125,58	0			
		<b>M<sub>corr</sub></b>	6,076				
		<b>M<sub>max</sub></b>	32,197	0			
		<b>N<sub>corr</sub></b>	772,52				
	<b>G+ Q+E</b>	<b>N<sub>max</sub></b>	1219	0	10,80	<b>8T14</b>	12,32
		<b>M<sub>corr</sub></b>	16,43				
		<b>N<sub>min</sub></b>	530,04	0			
		<b>M<sub>corr</sub></b>	2, 159				
		<b>M<sub>max</sub></b>	52,392	0			
		<b>N<sub>corr</sub></b>	502,01				
<b>(30x40) cm<sup>2</sup></b>	<b>ELU</b>	<b>N<sub>max</sub></b>	936,54	0	9,60	<b>4T14 + 4T12</b>	10,68
		<b>M<sub>corr</sub></b>	2,936				
		<b>N<sub>min</sub></b>	13.22	0.86			
		<b>M<sub>corr</sub></b>	9.001				
		<b>M<sub>max</sub></b>	40,21	5,07			
		<b>N<sub>corr</sub></b>	134,92				
	<b>G+ Q+E</b>	<b>N<sub>max</sub></b>	696,98	0	9,60	<b>4T14 + 4T12</b>	10,68
		<b>M<sub>corr</sub></b>	27,72				
		<b>N<sub>min</sub></b>	96,17	0			
		<b>M<sub>corr</sub></b>	7,023				
		<b>M<sub>max</sub></b>	65,99	6,30			
		<b>N<sub>corr</sub></b>	140,69				

**Tableau :VI.13 .** Récapitulation du ferrailage des poteaux

Niveaux	Ferrailage
<p>RDC a 2eme étage (30×45) cm<sup>2</sup></p>	
<p>03<sup>eme</sup> étage a 06<sup>eme</sup> étage (30×40) cm<sup>2</sup></p>	

**Tableau :VI.14.** Ferrailages des poteaux