

## VI - LES PORTIQUES

### VI -1 Définitions :

#### VI -1.1 Eléments Structuraux :

Sont des éléments porteurs qui constituent l'ensemble du bâtiment et qui reçoivent la totalité des charges horizontales et verticales, en les transmettant par l'intermédiaire des fondations jusqu'au sol qui est considéré comme un absorbant des charges.

#### • Portiques :

C'est un assemblage de poteaux et poutres.

##### a- Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, leur rôle est de résister aux charges transmises par les planchers et de le transmettre à leur tour aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple.

##### b- Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticales en béton armé, leur rôle est de résister aux efforts horizontaux (vent, séisme, ...), et aux efforts amenés par les poutres, en les transmettent aux fondations. Ils sont sollicités en flexion composé ou compression simple.

### VI -2 Ferrailage des portiques :

#### VI -2.1 Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions due aux charges spécifiées doivent satisfaire les conditions de **RPA 99** et **BAEL 91**.

	<i>Combinaisons fondamentales</i>		<i>Combinaisons accidentelles</i>
	<i>ELS</i>	<i>ELU</i>	
<i>Poutres</i>	$G + P$	$1,35G + 1,5P$	$G + P \pm E$
<i>Poteaux</i>	$G + P$	$1,35G + 1,5P$	$G + P \pm E$ ; $0,8G \pm E$
	<i>BAEL 91</i>	<i>BAEL 91</i>	<i>RPA 99</i>

Tableau : VI-1: Les différentes combinaisons.

Avec :

**G** : charges permanentes.

**P** : charges d'exploitations.

**E** : effet de séisme.

Les efforts ont été calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide de logiciel de **SAP2000**.

### **a- Ferrailage des poutres :**

La section d'armatures imposées par **RPA99** :

#### **1-Armatures longitudinales :**

$A_{min} = 0,5\%$  de la section de béton.

$A_{max} = 4\%$  en zone courante.

$A_{max} = 6\%$  en zone de recouvrement.

#### **• La longueur minimale de recouvrement est de :**

40.  $\phi$  en zone I et II.

50.  $\phi$  en zone III.

#### **2- Armatures transversales :**

$$A_t = 0,003. S. b.$$

Avec:

$b$  : la largeur de la section.

$S$  : espacement des armature transversales.

#### **• D'après RPA 99 :**

$$S = \min \left( \frac{h}{4}; 12.\phi_t \right). \text{ Dans la zone nodale.}$$

Avec:

$\phi_t$  : le plus diamètre des armatures longitudinal

$S \leq \frac{h}{2}$ . en dehors de la zone nodale.

$h$  : la hauteur de la section.

#### **• Evaluation des moments pour les différents types des poutres :**

##### **Types des poutres :**

On distingue les types des poutres suivantes :

\* **Poutre principale** : PP (30 x 45)  $cm^2$

\* **Poutre secondaire** : PS (30 x35)  $cm^2$ .

		<i>Moment en travée (KN.m)</i>			<i>Moment en appuis (KN.m)</i>			<i>T<sub>max</sub> (KN)</i>
PP	<i>Les niveaux</i>	<i>M<sub>u</sub><sup>t</sup></i>	<i>M<sub>s</sub><sup>t</sup></i>	<i>M<sub>acc</sub><sup>t</sup></i>	<i>M<sub>u</sub><sup>a</sup></i>	<i>M<sub>s</sub><sup>a</sup></i>	<i>M<sub>acc</sub><sup>a</sup></i>	
		<i>Terrasse</i>	65,46	48,024	48,07	131,82	96,74	100,11
	<i>E.courants</i>	46,43	33,74	33,94	98,94	71,99	75,69	108,01
PS	<i>Terrasse</i>	59,67	43,55	56,96	90,73	66,24	81,93	16,37
	<i>E.courants</i>	45,56	17,04	36,26	46,15	33,66	39,59	32,3

**Tableau VI-2: Tableaux des sollicitations pour les différentes poutres..**

• **Calcul de ferrailage :**

Prenons la poutre principale (terrasse) de section (30 x 45) cm<sup>2</sup> comme exemple de calcul.

• **Evaluation des moments :**

\* **En travée :**

$$M_u^t = 65,4671 \text{KN.m} \quad M_s^t = 48,024 \text{KN.m} \quad M_{acc}^t = 48,07 \text{KN.m} .$$

\* **En appuis :**

$$M_u^a = 131,82 \text{KN.m} \quad M_s^a = 96,74 \text{KN.m} \quad M_{acc}^a = 100,11 \text{KN.m} .$$

• **Ferrailage :**

\* **En travée :**

1-ELU:

$$M_u^t = 65,46 \text{KN.m} .$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{65,46 \cdot 10^6}{14,17 \cdot 300 \cdot 405^2} = 0,093 \leq \mu_L = 0,392 .$$

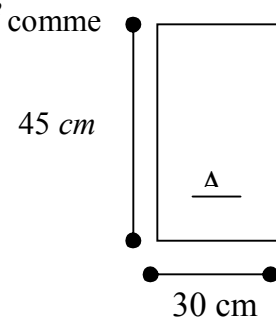
⇒ Les armatures comprimées n'existent pas.

$$\beta = 0,096 \quad ; \quad \alpha = 0,12 .$$

$$A_{cal} = \beta \cdot b \cdot d \cdot \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{su}} = 0,096 \cdot 30 \cdot 40,5 \cdot \frac{14,17}{348} = 4,74 \text{cm}^2 .$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{ij}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{cm}^2$$



*Section de calcul de la poutre*

• **Les armatures minimales imposées par RPA99 sont :**

$$A_{RPA} = 0,5\% . b.h = 0,5 . \frac{30 \times 45}{100} = 6,75 \text{ cm}^2 .$$

$$A_s = \max(A_{cal} ; A_{\min} ; A_{RPA}) = 6,75 \text{ cm}^2 .$$

Le choix : (3T14+3T14).  $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$ .

**2-ELS:**

• **Vérification la contrainte du béton :**

$$M_{s-max} = 65,46 \text{ KN.m.}$$

• **Centre de graviter :**

$$y = \frac{15.(A_s + A'_s)}{b} \cdot \left[ \sqrt{1 + \frac{b.(d.A_s + d'.A'_s)}{7,5.(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] .$$

Avec :

$A_s$  : la section des armatures tendue. =  $6,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

$A'_s$  : la section des armatures comprimée n'existe pas.

$$y = \frac{15.6,79}{30} \cdot \left[ \sqrt{1 + \frac{30.40,5.6,79}{7,5.6,79^2}} - 1 \right] = 13,63 \text{ cm.}$$

• **Inertie :**

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15.[A_s.(d-y)^2 + A'_s.(y-d')^2] = \frac{30.13,63^3}{3} + 15.[6,79(40,5-13,63)^2] = 98856,78 \text{ cm}^4 .$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{48,024 \times 10^6}{98856,78 \times 10^4} = 0,048 \text{ N/mm}^3 \Rightarrow \sigma_b = K.y = 0,048 \times 13,63 \times 10 = 6,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 6,54 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 . f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à ELU sont maintenues

**Vérification la contrainte des aciers**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} . f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{n . f_{tj}}) \right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(266,66 ; 201,63)$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K(d-y) = 15 \cdot 0,048(180-136,3)$$

$$\sigma_s = 31,46 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}.$$

\* **En appuis :**

**1-ELU :**

$$M_u^a = 131,82 \text{ KN.m}.$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{131,82 \cdot 10^6}{14,17 \cdot 300 \cdot 405^2} = 0,19 \leq \mu_L = 0,392.$$

⇒ Les armatures comprimées n'existent pas.

$$\beta = 0,21 \quad ; \quad \alpha = 0,26.$$

$$A_{cal} = \beta \times b \times d \times \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{su}} = 0,21 \times 30 \times 405 \times \frac{14,17}{348} = 10,38 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2.$$

$$A_{RPA} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,5 \cdot \frac{30 \times 45}{100} = 6,75 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \max(A_{cal} ; A_{\min} ; A_{RPA}) = 6,75 \text{ cm}^2.$$

Le choix : (3T16+3T14).  $A_s = 10,65 \text{ cm}^2$ .

**2-ELS:**

• **Vérification la contrainte du béton :**

$$M_{s-\max} = 96,74 \text{ KN.m}.$$

• **Centre de graviter :**

$$y = \frac{15 \cdot (A_s + A'_s)}{b} \cdot \left[ \sqrt{1 + \frac{b \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5 \cdot (A_s + A'_s)^2}} - 1 \right].$$

Avec :

$A_s$  : la section des armatures tendue. =  $10,56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

$A'_s$  : la section des armatures comprimée n'existe pas.

$$y = \frac{15.10,56}{30} \left[ \sqrt{1 + \frac{30.40,5.10,56}{7,5.10,56^2}} - 1 \right] = 16,06 \text{ cm.}$$

Inertie :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot [A_s \cdot (d - y)^2 + A'_s \cdot (y - d')^2] = \frac{30 \cdot 16,06^3}{3} + 15 \cdot [10,56(40,5 - 16,06)^2] = 136037,00 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{96,74 \times 10^6}{136037 \times 10^4} = 0,071 \text{ N/mm}^3 \Rightarrow \sigma_b = K \cdot y = 0,071 \times 16,06 \times 10 = 11,40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 11,40 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à *ELU* sont maintenues

### Vérification la contrainte des aciers

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}}) \right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(266,66 ; 201,63)$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K(d - y) = 15 \cdot 0,071(180 - 160,6)$$

$$\sigma_s = 20,66 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

### -Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$c - \hat{a} - d \quad \boxed{\tau_u \leq \bar{\tau}_u}.$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min(3,33 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{148,439 \times 10^3}{300 \times 405} = 1,22 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1,22 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{ad} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

### • Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min (1,28; 1,6; 3).$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  avec une nuance d'acier FeE 400.

Le choix :  $4 \phi 8 \Rightarrow A_t^{cal} = 2 \text{ cm}^2$ .

• **Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

**1- D'après BAEL 91 :**

Soit  $\delta_t$  : l'espacement entre les armatures transversales.

$$-\delta_{t1} \leq \frac{0,9 A_t \cdot f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 \cdot \gamma_s \cdot (\tau_u - 0,3 f_{t28} \cdot K)} = \frac{0,9 \times 2 \times 400 \times (1+0)}{30 \times 1,15 \times (1,22 - 0,3 \times 2,1 \times 1)} = 35,37 \text{ cm} ; K=1 \text{ -flexion simple}$$

$$-\delta_{t2} = \min(0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 40,5; 40 \text{ cm}) = \min(36,45 ; 40 \text{ cm}) = 36,45 \text{ cm}.$$

$$-\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \times b_0 \cdot \sin \alpha} = \frac{2 \times 400}{0,4 \times 30 \times 1} = 66,67 \text{ cm}.$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}.$$

**2- D'après RPA :**

$$*\text{-Dans la zone nodale : } \begin{cases} S \leq \min \left( \frac{45}{4}; 14,4 \right) = 11,25 \text{ cm} \Rightarrow S = 10 \text{ cm} \longrightarrow \text{Pour } h=45 \text{ cm.} \\ S \leq \min \left( \frac{30}{4}; 14,4 \right) = 7,5 \text{ cm} \Rightarrow S = 7 \text{ cm} \longrightarrow \text{Pour } h=30 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$*\text{-Dans la zone courant : } \begin{cases} S \leq \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm} \\ S \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow S = 15 \text{ cm}$$

• **Armatures transversales imposées par RPA99 :**

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b = 0,003 \cdot 15 \cdot 30 = 1,35 \text{ cm}^2.$$

• **La longueur minimale de recouvrement :**

$$L_{rec} = 40 \cdot 1,2 = 48 \text{ cm. Zone Ia. Pour } \phi = 1,2 \text{ cm.}$$

$$L_{rec} = 40 \cdot 1,4 = 56 \text{ cm. Zone Ia. Pour } \phi = 1,4 \text{ cm.}$$

Type	Niveau	Section	Travée	M	$A_{cal}$	$A_{RPA}$	$A_{min}$	$A_{(max)}$	Le choix
			Appui	(KN.m)	( $cm^2$ )				
P- principales	Terrasse	30x45	Travée	65,46	4,74	6,75	1,47	6,75	3T14+3T14
			Appui	131,82	10,38			10,38	3T16+3T14
	E-C courant	30x45	Travée	46,43	3,41	6,75	1,47	6,75	3T14+3T14
			Appui	98,99	7,12			7,12	3T14+3T14
P- secondaires	Terrasse	30x30	Travée	59,67	5,77	4,25	1,14	5,77	3T14+3T12
			Appui	90,73	9,23			9,23	3T14+3T14
	E-C	30	Travée	45,56	3,84	4,2	1,14	4,25	3T14+3T12



			Appui	46,15	4,62			4,62	3T14+3T12
--	--	--	-------	-------	------	--	--	------	-----------

**Tableau VI-3: Tableau récapitulatif des ferrailage des poutres**

### **IV.3 Ferrailage des poteaux :**

#### **IV.3.1. Méthode de calcul :**

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée.

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

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

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

Pour situation accidentelle :  $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$ .

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

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

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

#### **Ferrailage exigé par le 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 0,9% (zone I)
- Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 3% en zone courante, 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \varnothing$  (zone I)

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm
- en zone I

**Exemple de calcul :**

- Dimension du poteau (45 x 45) cm<sup>2</sup>
- Enrobage c = 2,5 cm
- Hauteur utile d = 40,5 cm
- Contrainte d'acier f<sub>e</sub> = 400 MPa
- Contrainte du béton à 28 jours f<sub>c 28</sub> = 25 MPa
- Contrainte limite de traction de béton f<sub>t 28</sub> = 2,1 MPa
- Fissuration peu préjudiciable

**Combinaison de 1<sup>er</sup> genre :**

a) N<sub>max</sub> = 130,72 t.

M<sub>cor</sub> = 0,0035 t. m.

**Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,0035}{130,72} = 0 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 130,72 \left( 0,405 - \frac{0,45}{2} + 0 \right) = 23,53 \text{ t. m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 \times 14,17 \times 0,45 \times 0,45 \\ M_u \leq 130,72 \times 0,405 \left( 1 - 0,514 \frac{130,72 \cdot 10^4}{450 \times 405 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 130,72 \text{ t} < 232 \text{ t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u 23,5 \text{ t. m} < 39,17 \text{ t. m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires (A<sub>1</sub> = A<sub>1</sub>' = 0).

b) N<sub>min</sub> = 18,74 t.

M<sub>cor</sub> = 0,03 t. m.

**Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,03}{18,74} = 0,0016 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 18,74 \left( 0,405 - \frac{0,45}{2} + 0,0016 \right) = 3,40 \text{ t.m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 18,74 \text{ t} < 232 \text{ t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 0,03 \text{ t.m} < 7,30 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

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

$$\text{c) } N_{\text{cor}} = 0,682 \text{ t}$$

$$M_{\text{max}} = 86,46 \text{ t.m}$$

**Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,682}{86,46} = 0,007 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 86,46 \left( 0,405 - \frac{0,45}{2} + 0,007 \right) = 16,17 \text{ t.m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h = 232 \\ M_u \leq N_u d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) = 29 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 86,46 \text{ t} < 232 \text{ t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 16,17 \text{ t.m} < 29 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

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

$$A_{\text{RPA}} = 0,7\% b \times h = 14,17$$

**Combinaison de 2<sup>ème</sup> genre :**

$$\text{a) } N_{\text{max}} = 67,63 \text{ t}$$

$$M_{\text{cor}} = 0,0072 \text{ t.m}$$

**Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,0072}{67,63} = 0 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 67,63 \left( 0,36 - \frac{0,40}{2} + 0 \right) = 10,77 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h = 183,6 \text{ t} \\ M_u \leq N_u d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) = 20,12 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 67,63 \text{ t} < 183,6 \text{ t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 10,77 \text{ t.m} < 20,12 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

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

$$\text{b) } N_{\min} = 14,84 \text{ t}$$

$$M_{\text{cor}} = 0,020 \text{ t.m}$$

**Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,020}{14,84} = 0,0013 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 2,39 \text{ t.m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h = 183,6 \text{ t} \\ M_u \leq N_u d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) = 5,14 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 14,84 \text{ t} < 183,6 \text{ t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 2,39 \text{ t.m} < 5,14 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

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

$$\text{c) } N_{\text{cor}} = 1,21 \text{ t}$$

$$M_{\text{max}} = 14,89 \text{ t.m}$$

**Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1,21}{14,89} = 0,36 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 3,57 \text{ t.m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h = 183,6 \\ M_u \leq N_u d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) = 5,15 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u 14,89 \text{ t} < 183,6 \text{ t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 3,57 \text{ t.m} < 5,15 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

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

$$A_{RPA} = 0,7\% b \times h = 11,2$$

**Section adoptée :**

$$A_{\text{adoptée}} = \max (A_1 ; A_2 ; A_3 ; A_4 ; A_5 ; A_6 ; A_{\min RPA})$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max (0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 11,2)$$

$$A_{\text{adoptée}} = 11,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 8T14 = 12,32 \text{ cm}^2$$

**a) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T_u = 1,060 \text{ t}$$

$$\text{Contrainte tangente : } \tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1,06 \cdot 10^2}{45 \cdot 40,5} = 0,06 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_u = 0,06 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} .$$

**b) Calcul des armatures transversales :**

**Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t = \frac{\Phi_1}{3} = \frac{14}{3} = 4,67 \text{ mm} < 12 \text{ mm}$$

On adopte un  $\Phi 8$ .

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

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

$T_u$  : Effort tranchant calculé

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute ;

$f_e$ : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversale ;

$\rho_a$ : Coefficient correcteur égale à :

- 2,5 si l'élanement géométrique  $\lambda_g \geq 5$
- 3,5 si l'élanement géométrique  $\lambda_g < 5$

$S_t$ : espacement des armatures transversales.

**Calcul de l'espacement :**

Le RPA 99 (version 2003) a exigé les conditions suivantes :

Zone nodale  $S_t \leq (\text{Min } 10\Phi_1, 15\text{cm})$  (zone I)

Zone courante  $S_t \leq \text{Min}(10\Phi_1; 15\text{cm})$  (zone I)

On prend :  $\begin{cases} S_t = 10 \text{ cm} & \text{zone nodale} \\ S_t = 15 \text{ cm} & \text{zone courante} \end{cases}$

**Quantité d'armatures transversales minimales :**

$\frac{A_t}{S_t \times b}$  % est donné comme suit:  $\lambda_g > 5 \Rightarrow 0,3\%$

Zone nodale  $A_t = 0,3\% S_t \times b = \frac{0,3 \times 10 \times 45}{100} = 1,35 \text{ cm}^2$

Zone courante  $A_t = 0,3\% S_t \times b = \frac{0,3 \times 15 \times 40}{100} = 1,80 \text{ cm}^2$

Soit :  **$10\Phi 8 = 5,03 \text{ cm}^2$**

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

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq 0,4 \text{ Mpa}$$

$$A_t \geq 0,4 \frac{S_t \times b}{f_e} = \frac{0,4 \times 10 \times 45}{400} = 0,45 \text{ cm}^2 \quad \text{avec: Rond lisse } f_e = 400\text{Mpa}$$

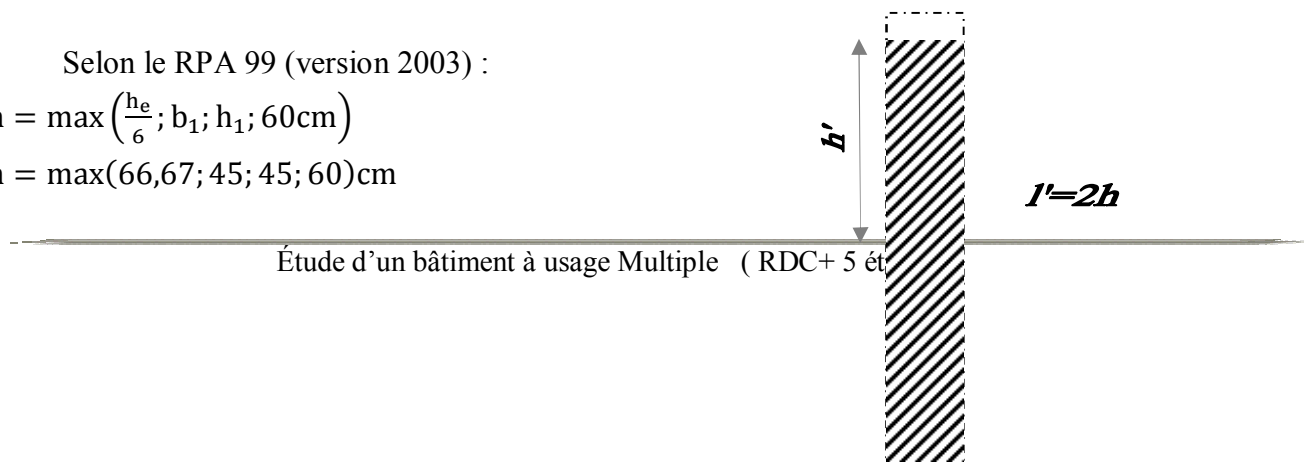
**$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > 0,894 \text{ cm}^2$**  ... .. Condition vérifiée.

**Détermination de la zone nodale :**

Selon le RPA 99 (version 2003) :

$$\hat{h} = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

$$\hat{h} = \max(66,67; 45; 45; 60)\text{cm}$$



$$\hat{h} = 67 \text{ cm}$$

Et :

$$\hat{i} = 2 h = 90 \text{ cm}$$

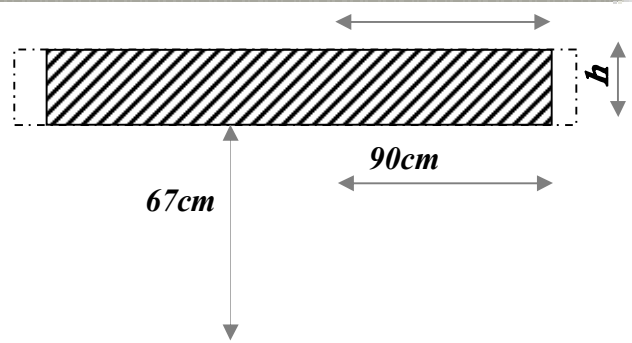


Tableau récapitulatif du calcul de ferrailage du poteau le plus sollicité pour 1<sup>er</sup> type des poteaux (45x45) pour : RDC ,1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> étage :

Combinaison	1 <sup>er</sup> genre			2 <sup>eme</sup> genre			A <sub>minRPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>minBAEL</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopter</sub> (cm <sup>2</sup> )
	N <sub>u</sub> (t)	M <sub>u</sub> (t. m)	A <sub>cal</sub>	N <sub>u</sub> (t)	M <sub>u</sub> (t. m)	A <sub>cal</sub>			
a)	130,70	0,035	0	67,63	0,007	0	11,20	4,78	8T14=12,32
b)	18,74	0,03	0	14,84	0,02	0			
c)	86,46	0,68	0	14,89	1,21	0			

**Remarque :**

on prend le même ferrailage pour le 2<sup>eme</sup> type des poteaux (40x40) pour 3<sup>eme</sup>,4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup> étage