

VI. LES PORTIQUE

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 sismique et les actions due aux charges spécifiées doivent satisfaire les conditions de **RPA 99** et **BAEL 91**.

	Combinaisons fondamentales		Combinaisons accidentelles
	ELS	ELU	
Poutres	G +P	1,35G +1,5P	G+P± E
Poteaux	G +P	1,35G +1,5P	G +P± E ; 0,8G ± E
	BAEL 91	BAEL 91	RPA 99

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 **ROBOT**.

a- Ferrailage des poutres :

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

1-Armatures longitudinales :

$A_{min} = 5 \%$ 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. ϕ en zone I et II.

50. ϕ 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 :

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

Avec:

ϕ_l : le plus diamètre des armatures longitudinal

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

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** : (30x45) cm²

* **Poutre secondaire** : (30 x40) cm².

Calcul de ferrailage :

Prenons la poutre principale (terrasse) de section $(30 \times 45) \text{ cm}^2$ comme exemple de calcul.

Evaluation des moments :*** En travée :**

$$M_u^t = 82,98 \text{ KN.m} \quad M_s^t = 60,94 \text{ KN.m} \quad M_{acc}^t = 110,99 \text{ KN.m}$$

*** En appuis :**

$$M_u^a = 70,61 \text{ KN.m} \quad M_s^a = 51,59 \text{ KN.m} \quad M_{acc}^a = 131,62 \text{ KN.m}$$

Ferrailage :*** En travée :****1-ELU :**

$$M_u^t = 110,99 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{110,99 \cdot 10^3}{30 \cdot 40,5^2 \cdot 18,48} = 0,122 \leq \mu_L = 0,392$$

\Rightarrow Les armatures comprimées n'existent pas.

$$\beta = 0,1313$$

$$\alpha = 0,1631$$

La section d'acier :

$$A_s = \beta \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0,1313 \cdot 30 \cdot 40,5 \cdot \frac{14,17}{400} = 5,65 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

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

Les armatures minimales imposées par RPA99 sont :

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

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

Le choix : (6T14). $A_s = 9,23 \text{ cm}^2$.

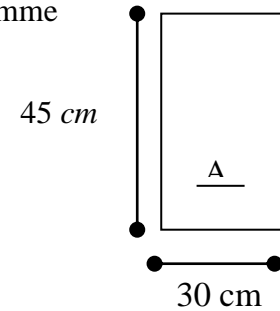


Fig VI.1. Section de calcul de la poutre

2-ELS:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{- section rectangulaire.} \\ \text{- fissuration peu nuisible.} \\ \text{- flexion simple.} \\ \text{- Acier FE 400 .} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Si cette inégalité est vérifiée, donc la vérification de σ_b n'est pas nécessaire :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{110,99}{60,94} = 1,82.$$

$$\alpha = 0,1631 \leq \frac{1,82-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,66 \text{ Condition vérifiée } \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

Donc les armatures calculer à ELU sont maintenues.

*** En appuis :****1-ELU :**

$$M_u^a = 131,62 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{131,62 \cdot 10^3}{30 \cdot 40,5^2 \cdot 18,48} = 0,145 \leq \mu_L = 0,392.$$

\Rightarrow Les armatures comprimées n'existent pas.

$$\beta = 0,1593 \quad ; \quad \alpha = 0,1983.$$

La section d'acier :

$$A_s = \beta \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0,1593 \cdot 30 \cdot 40,5 \cdot \frac{14,17}{400} = 6,86 \text{ cm}^2$$

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

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

$$A_s = \max(A_{cal}; A_{\min}; A_{RPA}) = 6,86 \text{ cm}^2.$$

Le choix : (6T14). $A_s = 9,23 \text{ cm}^2$.

2-ELS:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .

$$\left\{ \begin{array}{l} - \text{section rectangulaire.} \\ - \text{fissuration peu nuisible.} \\ - \text{flexion simple.} \\ - \text{Acier FE 400.} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}.$$

Si cette inégalité est vérifiée, donc la vérification de σ_b n'est pas nécessaire :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{131,62}{51,59} = 2,55.$$

$$\alpha = 0,1983 \leq \frac{2,55-1}{2} + \frac{25}{100} = 1,025 \quad \text{Condition vérifiée} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b.$$

Donc les armatures calculer à *ELU* sont maintenues.

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

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

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{165,30 \cdot 10}{30 \cdot 40,5} = 1,36 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,36 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{ad} = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(12,86 \text{ mm}; 14 \text{ mm}; 30 \text{ mm}).$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Calcul de l'espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,68; 0,4\} = 0,68 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,68 \times 30}{235} = 0,0087 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t \cdot \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k f_{tj}}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(1,36 - (0,3.1.2,1)).30.1,15}{0,9.1.235} = 0,119 \text{ cm} \quad (2)$$

On prend le max (1) et (2) :

$$A_t \geq 0,119 S_t$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t \geq 1,785 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

2- D'après RPA 99 :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; 12\phi_l\right\} = \min\{11,25 \text{ cm}; 30 \text{ cm}; 16,8 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Armatures transversales imposées par RPA99 :

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

- La longueur minimale de recouvrement :

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

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

$$L_{rec} = 40 . 1,6 = 64 \text{ cm} . \text{ Zone IIa. Pour : } \phi = 1,6 \text{ cm} .$$

Tableau récapitulatif du ferrailage des différents niveaux :

Sens longitudinal : « poutre principale (30x45) cm² »

Niveau	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	Armatures adoptés (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
Terrasse	Appuis	70,61	131,62	131,62	6,75	8,82	6T14 = 9,23
	Travée	82,98	110,99	110,99	6,75	7,33	6T14 = 9,23
RDC au 5 ^{eme}	Appuis	70,77	128,98	128,98	6,75	8,63	6T14 = 9,23
	Travée	69,67	92,11	92,11	6,75	6,01	6T14 = 9,23

Sens transversal : « poutre secondaire (30x40) cm² »

Niveau	Section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	Armatures adoptés (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
Terrasse	Appuis	32,39	78,89	78,89	6,00	5,82	3T14+3T12 = 8,01
	Travée	25,95	42,92	42,92	6,00	3,08	3T14+3T12 = 8,01
RDC au 5 ^{eme}	Appuis	3,48	97,30	97,30	6,00	7,29	3T14+3T12 = 8,01
	Travée	4,32	92,57	92,57	6,00	6,91	3T14+3T12 = 8,01

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

b- Ferrailage des poteaux :

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

1-Armatures longitudinales :

$A_{min} = 7\%$ de la section de béton en zone I.

$A_{min} = 8\%$ en zone II.

$A_{min} = 9\%$ en zone III.

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

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

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40. ϕ en zone I et II.
 - 50. ϕ en zone III.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25 cm en zone I et II.
 - 20 cm en zone III.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

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

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

$$h' = \max\left(\frac{he}{6}; b_1; h_1; 60cm\right).$$

$b_1 = h_1 = 40cm$. La section de poteau.

$$h_e = 3,80 m$$

$$h' = \max\left(\frac{3,80}{6}; 40; 40; 60cm\right).$$

$$h' = 60cm.$$

$$\bar{l} = 2h = 60 cm; \text{ pour } h = 30cm.$$

$$\bar{l} = 2h = 90 cm; \text{ pour } h = 45cm.$$

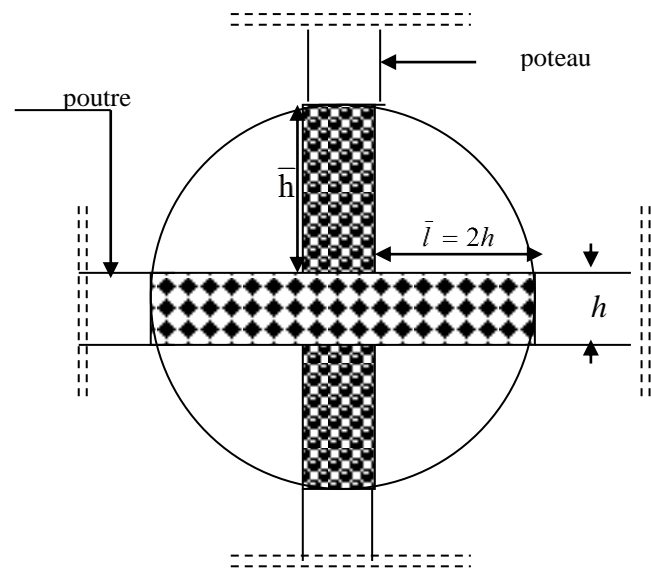


Figure VI-2 : Schéma de la zone nodale.

2- Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule (RPA99) :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversale.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \longrightarrow \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 3,75 & \longrightarrow \text{Si } \lambda_g \leq 5. \end{cases}$$

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau. = $\left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}\right)$.

t : l'espacement des armatures transversales :

Dans la zone nodale : $\begin{cases} t \leq \min(10.\phi_l; 15cm) & \longrightarrow \text{ en zone I et II.} \\ t \leq 10cm. & \longrightarrow \text{ en zone III.} \end{cases}$

Dans la zone courante : $\begin{cases} t' \leq 15.\phi_l & \longrightarrow \text{ en zone I et II.} \\ t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l\right) & \longrightarrow \text{ en zone III.} \end{cases}$

-la quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suit :

Si - $\lambda_g \geq 5$ 0,3 %.

Si - $\lambda_g \leq 3$ 0,8 %.

Si $-3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Tableau récapitulatif des sollicitations défavorables :

Niveau			1 genre	2 genre
Poteau (40x40)	a	N_{max}	798,88	641,01
		M_{cor}	5,84	72,04
	b	N_{min}	146,65	360,56
		M_{cor}	28,92	76,02
	c	M_{max}	34,56	104,9
		N_{cor}	586,78	234,65
Poteau (45x45)	a	N_{max}	1615,49	2618,63
		M_{cor}	4,17	85,76
	b	N_{min}	354,91	2060,17
		M_{cor}	9,35	86,12
	c	M_{max}	61,36	100,24
		N_{cor}	735,51	553,86

VI.2.1.Exemple de calcul :

Poteau (3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} étage): section (40x40) cm²

Données :

- Largeur du poteau b= 40cm.
- hauteur de la section ht= 40cm.
- Enrobage c=2,5cm.
- Hauteur utile des aciers tendus d = ht-c= 37,5 cm
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ Mpa
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25$ Mpa
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1$ Mpa.
- Fissuration peu préjudiciable

Combinaison de 1^{er} genre :

➤ (a) $N_{max} = 798,88$ KN $M_{corresp} = 1,04$ KN.m

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 1,04/798,88 = 0,0013 \text{ m}$$

$$Mu = Nu(d - \frac{ht}{2} + e) = 798,88(0,375 - 0,40/2 + 0,0013) = 140,84 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d (1 - 0,514 Nu / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu = 798,88 \text{ KN} < 1836,43 \text{ KN} \dots \text{Vérifiée} \\ Mu = 140,84 \text{ KN.m} < 241,70 \text{ KN.m} \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

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

➤ (b)- $N_{\min} = 146,65 \text{ KN}$ $M_{\text{corresp}} = 28,92 \text{ KN.m}$

Détermination le centre de pression :

$e = M/N = 28,92/146,65 = 0,20 \text{ m}$

$M_u = N_u(d - \frac{ht}{2} + e) = 146,65(0,375 - 0,40/2 + 0,20) = 54,99 \text{ KN.m}$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ Mu \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nu = 146,65 \text{ KN} < 1836,43 \text{ KN} \dots \text{Vérifiée} \\ Mu = 54,99 \text{ KN.m} > 52,80 \text{ KN.m} \dots \text{non Vérifiée} \end{cases}$$

D'où la section n'est pas surabondante, on doit vérifier s'il s'agit d'une section partiellement comprimée.

$(d - c) \cdot N_u - M_u \leq (0,337 - 0,81 \cdot c/d) \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$(0,375 - 0,04) \cdot 146,65 - 54,99 \leq (0,337 - 0,81 \cdot 0,04/0,375) \cdot 0,4 \cdot 0,375^2 \cdot 14,17 \cdot 10^3$
 $-5,86 \text{ KN.m} \leq 199,74 \text{ KN.m}$

Ferraillage :

Le ferraillage se fait pour une section $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

$M_u = 54,99 \text{ KN.m}$

$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0,069 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$

$\beta = 0,0732$

$A_f = \beta \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0,0732 \cdot 40 \cdot 37,5 \cdot \frac{14,17}{348} = 4,47 \text{ cm}^2$

$A_s = A_f - \frac{N}{\sigma_s} = 4,47 - \frac{14,665}{3,48} = 0,25 \text{ cm}^2$

(c) $M_{\max} = 34,56 \text{ KN.m}$ $N_{\text{corresp}} = 586,78 \text{ KN.m}$

Détermination le centre de pression :

$e = M/N = 34,56/586,78 = 0,059 \text{ m}$

$M_u = N_u (d - \frac{ht}{2} + e) = 586,78(0,375 - 0,40/2 + 0,059) = 137,31 \text{ KN.m}$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ Mu \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nu = 586,78 \text{ KN} < 1836,43 \text{ KN} \dots \text{Vérifiée} \\ Mu = 137,31 \text{ KN.m} < 188,82 \text{ KN.m} \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

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

❖ combinaison de 2^{ème} genre :

$$\text{➤ (a)- } N_{\max} = 641,01 \text{ KN} \quad M_{\text{corresp}} = 72,04 \text{ KN.m}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0,11 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 641,01 \left(0,375 - 0,40/2 + 0,11 \right) = 182,69 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \cdot (1 - 0,514 N_u / b d f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 641,01 \text{ KN} < 2395,01 \text{ KN} \dots \text{Vérifiée} \\ M_u = 182,69 \text{ KN.m} < 211,81 \text{ KN.m} \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

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

$$\text{➤ (b)- } N_{\min} = 360,56 \text{ KN} \quad M_{\text{corresp}} = 34 \text{ KN.m}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 34/360,56 = 0,094 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 360,56 \left(0,375 - 0,40/2 + 0,094 \right) = 96,99 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \cdot (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 360,56 \text{ KN} < 2395,01 \text{ KN} \dots \text{Vérifiée} \\ M_u = 96,99 \text{ KN.m} < 126,17 \text{ m} \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

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

$$\text{(c) } M_{\max} = 104,9 \text{ KN.m} \quad N_{\text{corresp}} = 234,65 \text{ KN}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 104,9/234,65 = 0,45$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 234,65 \left(0,375 - 0,40/2 + 0,45 \right) = 146,66 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \cdot (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 234,65 \text{ KN} < 2395,01 \text{ KN} \dots \text{Vérifiée} \\ M_u = 146,66 \text{ m} > 84,17 \text{ KN.m} \dots \text{non Vérifiée} \end{cases}$$

D'où la section n'est pas surabondante, o, doit vérifier s'il s'agit d'une section partiellement comprimée.

$$(d - c) \cdot N_u - M_u \leq (0,337 - 0,81 \cdot c/d) \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$(0,375 - 0,04) \cdot 234,65 - 146,66 \leq (0,337 - 0,81 \cdot 0,04/0,375) \cdot 0,4 \cdot 0,375^2 \cdot 18,48 \cdot 10^3$$

$$-68,05 \text{ KN.m} \leq 260,50 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

Le ferraillage se fait pour une section (40x40) cm²

$$M_u = 146,66 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0,141 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,1546$$

$$A_f = \beta \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0,1546 \cdot 40 \cdot 37,5 \cdot \frac{18,48}{400} = 10,71 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_f - \frac{N}{\sigma_s} = 10,71 - \frac{23,465}{4} = 4,84 \text{ cm}^2$$

Tableau récapitulatif du calcul de ferraillage :

Niveaux	combo	1 ^{er} genre			2 ^{eme} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _U (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)	N _U (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)		
3 ^{er} ...5 ^{eme} (40x40) cm ²	(a)	798,88	140,84	0	641,01	182,69	0	12,80	8T16=16,08
	(b)	146,65	54,99	0,16	360,56	96,99	0		
	(c)	586,78	137,31	0	234,65	146,66	4,72		
RDC,2 ^{eme} (45x45) cm ²	(a)	1615,49	323,78	0	2618,63	524,46	0	16,20	4T20+4T16=20,61
	(b)	354,91	80,21	0	2060,17	633,71	1,98		
	(c)	735,51	208,15	0	553,86	211,02	0		

VI.2.2.Les vérifications :

Vérification de la contrainte de cisaillement : « le poteau le plus sollicité (40x40) cm² »

$$T_{max} = 4,95 \text{ t}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \cdot x) = 4,95 \times 100 / (45 \times 42,5) = 0,26 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0,26 < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement.

b- Calcul des armatures transversales :**-Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t = \Phi_l/3$$

$$\Phi_t = 20/3$$

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

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

- ρ_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.

b.1- Calcul de l'espacement :

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

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

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

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

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec: L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \cdot 3,06 / 0,45 = 4,76$$

$$\lambda_g = 4,76 < 5 \Rightarrow \rho_0 = 3,75 \text{ (d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2") .}$$

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \cdot 3,75 \cdot 495}{45 \cdot 235} = 2,63 \text{ cm}^2$$

c- Quantité d'armatures transversales minimales :

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

$$\lambda_g = 3 < 4,76 < 5 : \quad 0,55\%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,0055 \cdot 10 \cdot 45 = 2,475 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,0055 \cdot 15 \cdot 45 = 3,71 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 8\phi 8 = 4,00 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 13 \text{ cm} \end{cases}$$

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

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

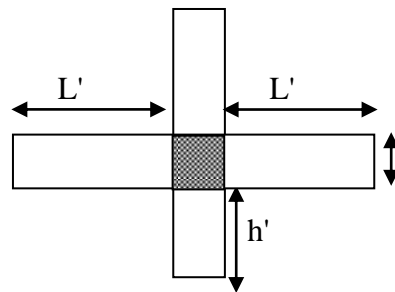
$$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / f_e ; \quad \text{ronds lisses} \Rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot 15 \cdot 45 / 235 = 1,15 \text{ cm}^2 < 3,71 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

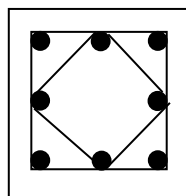
e- Détermination de la zone nodale:

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteau** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante:

$$\begin{cases} h' = \text{Max}(h_e/6; b; h; 60\text{cm}) = \text{Max}(306/6; 45; 45; 60) = 60\text{cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \times 40 = 80\text{cm} \end{cases}$$

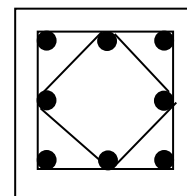


**poteau
(RDC; 1^{er}, 2^{eme})
(45x45)**



4T20+4T16

**poteau
(3^{eme} ... 5^{eme}) étages
(40x40)**



8T16

Figure VI .3 -Dessin de ferrillages des sections des poteaux