

**VI .1-Définitions:**

**VI .1.1-éléments 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-Ferraillage 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**.

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

**Tableau VI.1: Les différentes combinaisons.**

Avec :

**G** : charges permanentes.

**Q** : charges d'exploitations.

**E** : effet de séisme.

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

**VI .3-Ferraillage des poutres :**

	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$f_{bu}$ (MPa)	$f_{c28}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Situation durable</b> 1,35G + 1,5Q	1,5	1,15	14.17	25	348
<b>Situation accidentelle</b>	1,15	1,00	18.48	25	400

*Tableau VI.2 : Coefficients de sécurité et contraintes caractéristiques*

**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 armatures transversales.

**-D'après RPA 99 :**

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

Avec:

$\phi_l$  : le plus diamètre des armatures longitudinal

$S \leq \frac{h}{2}$ . En dehors delà zone nodale. ;  $h$  : la hauteur de la section.

**VI .3.1-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<sup>2</sup>**

**-Poutre secondaire : PS (30 x40) cm<sup>2</sup>.**

		Moment en travée (KN.m)			Moment en appuis (KN.m)			T <sub>max</sub> (KN)
PP	Les niveaux	M <sub>u</sub> <sup>t</sup>	M <sub>s</sub> <sup>t</sup>	M <sub>acc</sub> <sup>t</sup>	M <sub>u</sub> <sup>a</sup>	M <sub>s</sub> <sup>a</sup>	M <sub>acc</sub> <sup>a</sup>	
		Terrasse	52,292	38,23	53,68	63,428	46,28	71,995
	E. courants	42,469	30,77	113,63	60,908	44,156	129,07	106,16
PS	Terrasse	20,593	14,78	35,541	32,423	23,598	44,343	84,15
	E. courants	27,568	19,9	77,85	37,268	27,066	103,39	97,9

Tableau VI.3: Tableaux des sollicitations pour les différentes poutres

**.\_ Méthode de calcul :**

Dans le 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>ème</sup> genre.

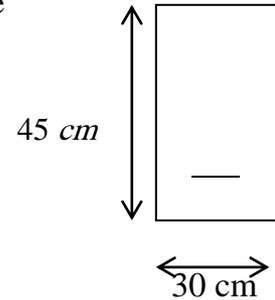
$$1^{er} \text{ genre : } S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow M_u \quad ; \quad 2^{ème} \text{ genre : } \begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow M_{acc}$$

Si  $\frac{M_{acc}}{M_u} < 1,15 \Rightarrow$  on détermine les armatures sous  $S_{p1}$

$\frac{M_{acc}}{M_u} > 1,15 \Rightarrow$  On détermine les armatures sous  $S_{p2}$

**VI.3.2. Calcul de ferrailage :**

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



**-Evaluation des moments :**

**a-En travée :**

$$M'_u = 52,29 \text{ KN.m} \quad M'_s = 38,23 \text{ KN.m} \quad M'_{acc} = 53,68 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{scc}}{M_u} = 0,02 < 1,15. \quad \text{donc le calcul se fait sous } S_{p1}$$

**1-ELU:**

$$M'_u = 52,29 \text{ KN.m}.$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{52,29 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,075 < \mu_L = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

⇒ Les armatures comprimées n'existent pas.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,0975 \quad ; \quad \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,961$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{52,29 \times 10^3}{348 \times 0,961 \times 40,5} = 3,86 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 4T12

Ce qui nous donne  $A = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

**-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 :** (3T14+3T12).  $A_s = 8,01 \text{ cm}^2$ .

**2-ELS:**

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

- section rectangulaire.
- fissuration peu nuisible.  $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
- flexion simple.
- Acier FE 400.

Si cette inégalité est vérifiée, donc la vérification de  $\sigma_b$  n'est pas nécessaire :  $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{52,29}{38,228} = 1,37$

$$\alpha = 0,0975 \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \quad \text{Condition vérifiée} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b.$$

Donc les armatures calculées à ELU sont maintenues.

**b-En appuis :**

$$M_u^a = 63,43 \text{KN.m} \quad M_s^a = 46,28 \text{KN.m} \quad M_{acc}^a = 71,99 \text{KN.m}.$$

$$\frac{M_{scc}}{M_u} = 1,13 < 1,15. \quad \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p1}$$

**1-ELU :**

$$M_u^a = 63,43 \text{KN.m} ..$$

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{63,43 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,091 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

Les armatures comprimées n'existent pas.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,119 \quad ; \quad \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,952$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{63,43 \times 10^3}{348 \times 0,952 \times 40,5} = 4,73 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **4T14** ce qui nous donne  $A = 6,15 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

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

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

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

Le choix : (3T14+3T12).  $A_s = 8,01 \text{ cm}^2$ .

**2-ELS:**

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

- section rectangulaire.
- fissuration peu nuisible.
- flexion simple.  $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
- Acier FE 400.

Si cette inégalité est vérifiée, donc la vérification de  $\sigma_b$  n'est pas nécessaire :  $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{63,43}{46,28} = 1,37$

$$\alpha = 0,119 \leq \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \quad \text{Condition vérifiée} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b.$$

Donc les armatures calculées à ELU sont maintenues.

**VI.3.2.1 Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

$$c - \hat{a} - d \tau_u \leq \bar{\tau}_{ad}.$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right). \longrightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min (2,5; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{87,38 \times 10^3}{300 \times 405} = 0,72 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,72 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{ad} = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

**VI.3.2.2. Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_L ; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min (1,28 ; 8,01 ; 3).$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  avec une nuance d'acier FeE400.

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

**VI.3.2.3. Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

**1- D'après BAEL 91 :**

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

$$-\delta_{t1} \leq \frac{0,9 A_t \cdot f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 \cdot \gamma_s \cdot (\tau_u - 0,3 f_{t28} \cdot K)} = \frac{0,9 \times 2 \times 400 \times (1 + 0)}{30 \times 1,15 \times (0,72 - 0,3 \times 2,1 \times 1)} = 23,19 \text{ cm} ; K = 1 \text{ -flexion simple}$$

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

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

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

**2- D'après RPA 99 :**

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

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

**-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 :**

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

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

Type	Niveau	Section	Travée	M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	Le choix (cm <sup>2</sup> )
			Appui						
Poutres principales	Terrasse	30x45	Travée	52,29	3,86	6,75	1,47	6,75	3T14+3T14=9,24
			Appui	63,43	4,73			6,75	3T14+3T14=9,24
	E-C	30x45	Travée	113,637	7,52	6,75	1,47	7,52	3T14+3T14=9,24
			Appui	129,066	8,63			8,63	3T14+3T14=9,24
P-secondaires	Terrasse	30x40	Travée	35,541	2,53	6	1,3	6	3T14+3T12=8,01
			Appui	44,343	3,18			6	3T14+3T12=8,01
	E-C	30x40	Travée	77,857	5,74	6	1,3	6	3T14+3T12=8,01
			Appui	103,398	7,97			7,97	3T14+3T12=8,01

Tableau VI.4: Tableau récapitulatif des ferrillages des poutres.

### VI.4-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.  $\phi$  en zone I et II.      50.  $\phi$  en zone III.

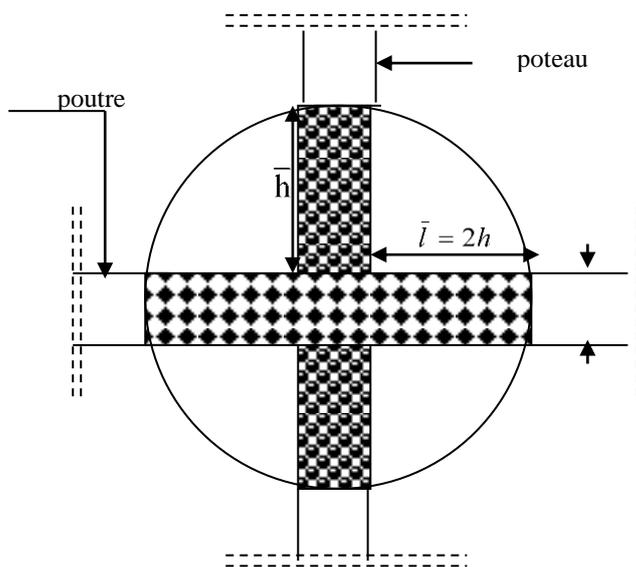
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

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..



**Figure VI.:** Schéma de la zone nodale.

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

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

$b_1 = h_1 = 40 \text{ cm}$ . La section de poteau.

$$h_e = 3,06 \text{ m}$$

$$h' = \max \left( \frac{306}{6}; 40; 40; 60 \text{ cm} \right).$$

$$h' = 60 \text{ cm}.$$

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

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

**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.

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

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

$t$  : l'espacement des armatures transversales :

$$\text{Dans la zone nodale : } \begin{cases} t \leq \min(10.\phi_i; 115\text{cm}) & \longrightarrow \text{en zone I et II.} \\ t \leq 10\text{cm.} & \longrightarrow \text{en zone III.} \end{cases}$$

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

-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.

**VI.4.1-Evaluation des sollicitations pour les poteaux :**

Les sections.		45X45		40X40		
		Nu	Mu	Nu	Mu	
ELU	G+P±E 0,8G±E	N <sup>max</sup> , M <sup>corr</sup>	1392,89	46,321	583,49	8,827
		N <sup>min</sup> , M <sup>corr</sup>	223,98	10,284	28,08	16,393
		M <sup>max</sup> , N <sup>corr</sup>	208,56	106,638	155,51	76,97
ELS		N <sup>max</sup> , M <sup>corr</sup>	855,29	2,389	424,51	6,321
		N <sup>min</sup> , M <sup>corr</sup>	160,92	7,358	20,23	11,833
		M <sup>max</sup> , N <sup>corr</sup>	523,22	27,493	83,04	32,722

*Tableau VI.5: Tableaux des sollicitations pour les différents poteaux.*

-Calcul de ferrailage :

Pour poteaux (45x45) :

**VI.4.2-Cas n° 01**

$$N_{max} = 1392,89KN \quad ; \quad M_{corr} = 46,321KN.m.$$

1)l'excentricité totale de calcul :

$$e_t = e_1 + e_a + e_2.$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{46,321}{1392,89} = 0,033m.$$

$$e_a = \max \left\{ 2cm; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2cm; \frac{290}{250} \right\} = \max \{ 2cm; 1,16cm \} = 2cm.$$

$$e_2 = \frac{3.L_f^3}{10000.h} (2 + \alpha.\phi) \quad ; \quad L_f = 2,03m \quad ; \quad \text{et } \phi = 2. \text{ et}$$

$$\alpha = d-(h/2)=0,405-(0,45/2)=0,18$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,03^3}{10000 \times 0,45} (2 + (2 \times 0,18)) = 0,013m.$$

$$e_t = e_1 + e_a + e_2 = (0,033+0,02+0,013) = 0,066m.$$

2)-L'effort de compression centré maximal supporté par le béton :

$$N_{b\max} = b \cdot h \cdot f_{bc} = 450 \times 450 \times 18,48 = 3742200N.$$

3)-Coefficient de remplissage  $\Psi_1$  :

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{N_{b\max}} = \frac{1392,89 \times 10^3}{3742200} = 0,37$$

$\Psi_1 < 0,81$  et  $\psi_1 < 2/3 \Rightarrow$  on calcul  $e_{NC}$  ?

$$e_{NC} = \xi \times h \quad ; \quad \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times \Psi}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times \Psi_1})} \quad ; \quad \xi : \text{L'excentricité critique relative.}$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,37}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,37})} = 0,153.$$

$$e_{NC} = 0,153 \times 0,45 = 0,069.$$

$e_t = 0,066 \leq e_{NC} = 0,069 \Rightarrow$  La section est entièrement comprimée.

$$A = 4cm^2 \times \text{périmètre} = 4 \times 4 \times 0,45 = 7,2cm^2 \quad ; \quad B = 0,45^2 = 0,2025cm^2$$

$$0,2\% \leq \frac{A}{B} = 0,36\% \leq 0,5\%$$

On prend alors comme section  $A_s$  la section minimale imposée par la condition suivante:

$$A_s \geq \text{Max} \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \geq \text{Max} \{2,025; 2,2\} cm^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 2,2m^2.$$

**-ELS:**

$$N_s = 855,29KN. \quad ; \quad M_s = 2,389 KN.m.$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{2,389}{855,29} = 0,0028m \quad ; \quad \frac{h}{6} = \frac{0,45}{6} = 0,075m. \quad ; \quad \frac{h}{4} = \frac{0,45}{4} = 0,11m$$

$e_s = 0,0028m \leq \frac{h}{6} = 0,075m \Rightarrow$  La section est entièrement comprimée.

-Calcule l'aire de la section homogène totale :

$$S = b.h + 15.(A_s + A'_s).$$

$$S = (45 \times 45) + 15.(0 + 7,2) = 2133, \text{cm}^2.$$

-La position du centre de gravité résistant qui est situé à une distance  $X_G$  au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15. \frac{A'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right) - A_s \left( d - \frac{h}{2} \right)}{b.h + 15.(A_s + A'_s)} = 15. \frac{7,2 \left( \frac{45}{2} - 4 \right)}{2133} = 0,94 \text{cm}.$$

-Inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b.h^3}{12} + b.h.X_G^2 + 15 \left[ A'_s \left( \frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_s \left( d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right].$$

$$I = \frac{45^4}{12} + (45^2 \times 0,94^2) + 15 \left[ 7,2(22,5 - 40,5 - 0,4)^2 \right] = 380072,52 \text{cm}^4.$$

-Les contraintes dans le béton valent  $\sigma_{\text{sup}}$  sur la fibre supérieure et  $\sigma_{\text{inf}}$  sur la fibre inférieure :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s.(e_s - X_G) \left( \frac{h}{2} - X_G \right)}{I} = \frac{855,29 \times 10^3}{2133 \times 10^2} + \frac{855,29 \times 10^3.(2,8 - 9,4).(22,5 - 9,4)}{380072,52 \times 10^4}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 3,68 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s.(e_s - X_G) \left( \frac{h}{2} - X_G \right)}{I} = \frac{855,29 \times 10^3}{2133 \times 10^2} - \frac{855,29 \times 10^3.(2,5 - 9,4).(22,5 - 9,4)}{380072,52 \times 10^4}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 4,32 \text{MPa}.$$

$$\max(\sigma_{\text{sup}}; \sigma_{\text{inf}}) = 4,32 \text{MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 12 \text{MPa}.$$

Donc les armatures calculer à ELU sont maintenues.

#### VI.4.3-Cas n° 02

$$N_{\text{min}} = 223,98 \text{KN} \quad ; \quad M_{\text{corr}} = 10,28 \text{KN.m}$$

$$e_1 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\text{min}}} = \frac{10,28}{223,98} = 0,046 \quad ; \quad e_a = 0,02 \text{m} \quad ; \quad e_2 = 0,013$$

$$e_t = e_1 + e_a + e_2 = 0,046 + 0,02 + 0,013 = 0,079m.$$

$$N_{b\max} = 2869425N. \Rightarrow \Psi_1 = \frac{223,98 \times 10^3}{2869425N} = 0,078.$$

$$\Psi_1 = 0,078 \leq 0,81 \text{ et } \Psi_1 \geq \frac{2}{3} \Rightarrow \xi = \frac{(3\Psi_1 - 1)(1 - \Psi_1)}{4\Psi_1} = \frac{-0,71}{0,312} = -2,27.$$

$$e_{NC} = \xi \times h = -2,27 \times 0,45 = -1,02m.$$

$$e_{NC} = -1,02m \leq e_t = 0,79m \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

On calcul les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif :  $M_u^{\text{fictif}}$ .

$$M_u^{\text{fictif}} = N_u \cdot \left( e + d - \frac{h}{2} \right) = 223,98 \times (0,079 + 0,405 - 0,225) = 58,01KN.m.$$

$$\mu = \frac{M_u^{\text{fictif}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{58,01 \times 10^6}{450 \times 405^2 \times 14,17} = 0,0555 \leq \mu_l = 0,392.$$

$\Rightarrow$  Les armatures comprimées n'existent pas.

$$\alpha = 0,0714 \quad \beta = 0,0571$$

$$A_{\text{fictif}} = \beta \cdot b \cdot d \cdot \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{su}} = 0,0571 \times 45 \times 40,5 \times \frac{14,17}{348} = 4,24cm^2$$

**-La section réelle d'aciers tendus vaut :**

$$A_s = A_s^{\text{fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 4,24 - \frac{223,98 \times 10^3}{348 \times 100} = -2,2cm^2.$$

On prend alors comme section  $A_s$  la section minimale imposée par la condition suivante:

$$A_s \geq \text{Max} \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \geq \text{Max} \{2,025; 2,2\} cm^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 2,2m^2.$$

#### **VI.4.4-Cas n° 03:**

$$M_{\max} = 106,638KN.m \quad ; \quad N_{\text{corr}} = 208,56KN.$$

$$e_1 = 0,51m \quad ; \quad e_a = 0,02m \quad ; \quad e_2 = 0,013$$

$$e_t = e_1 + e_a + e_2 = 0,51 + 0,02 + 0,013 = 0,543m.$$

$$N_{b \max} = 3742200N \Rightarrow \Psi_1 = 0,056 \leq 0,81 \quad \text{et} \quad \Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \xi = 0,165.$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0,165 \times 0,45 = 0,074m. \leq e_i = 0,543. \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif :  $M_u^{fictif}$ .

$$M_u^{fictif} = N_u \cdot \left( e + d - \frac{h}{2} \right) = 208,56 \cdot (0,543 + 0,405 - 0,225) = 150,77 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = 0,1105 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Les armatures comprimées n'existent pas.}$$

$$\alpha = 0,147 \quad ; \quad \beta = 0,117$$

$$A_{fictif} = \beta \cdot b \cdot d \cdot \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{su}} = 0,117 \times 45 \times 40,5 \cdot \frac{18,48}{400} = 9,85 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_s^{fictif} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 9,85 - \frac{208,56 \times 10^3}{400 \times 100} = 4,636 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \geq \text{Max} \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \geq \text{Max} \{2,025; 2,2\} \text{ cm}^2. \Rightarrow A_s = 2,2 \text{ cm}^2.$$

$$A_{RPA} = 0,007 \times b \cdot h = 0,007 \times 45^2 = 14,17 \text{ cm}^2.$$

$$A_s^i = \text{Max}(A_s^1; A_s^2; A_s^3; A_{RPA}) = 14,17 \text{ cm}^2.$$

Niveaux	Types	$A_S$ (RPA) (cm <sup>2</sup> )	Le choix (cm <sup>2</sup> )
RDC+ 1 <sup>er</sup> étage + 2 <sup>er</sup> étage	45x45	14,17	8T16=16,08
3 <sup>em</sup> + 4 <sup>em</sup> + 5 <sup>em</sup>	40x40	11,2	8T14=12,31

Tableau VI.6: Tableaux de ferrailage des poteaux.

**VI.4.5-L'espaceur des armatures transversales des poteaux :**

Zone sismique I

**1-Dans la zone nodale :**

$$t \leq \min(10.1,4 ; 115\text{cm}) = 14\text{cm}.$$

$t \leq 14\text{cm}.$  on prend :  $t = 10\text{cm}.$

**2-Dans la zone courante :**

$$t' \leq 15 \cdot 1,4 = 21\text{cm}. \quad \text{on prend : } t' = 15\text{cm}.$$

**-L'espaceur des armatures longitudinales des poteaux :**

Pour les sections rectangulaires ( $a \leq b$ ) la distance maximale « C » de deux barres voisines doit respecter :

$$C \leq \{(a+10); 40\text{cm}\} \Rightarrow C \leq \{(45+10); 40\text{cm}\} \Rightarrow C \leq 40\text{cm}.$$

**-La section des armatures transversales des poteaux :**

D'après la relation suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h_1 \times f_e}. (1)$$

**a- L'élancement géométrique  $\lambda_g$  :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{2,03}{0,45} = 4,5 > 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75.$$

**b- L'effort tranchant max  $V_u$  :**

$$V_u = 12,82\text{KN.m}$$

**c- L'espaceur des armatures transversales t :**

$$t = 10\text{cm}$$

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

$$f_e = 400 \text{ MPa}..$$

**e- Hauteur totale de la section brute  $h_1$  :**

$$h_1 = 450 \text{ mm}..$$

En remplace ( $V_u, h_1, f_e, t, \rho_a$ ) dans (1) :

$$\Rightarrow A_t = \frac{3,75 \times 12,82 \times 10^3 \times 100}{450 \times 235} = 45,46 \text{ mm}^2 = 0,45 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $\phi 8$ .

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

#### **VI.4.6-Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T \max}{b \times d} = \frac{12,82 \times 10^3}{450 \times 405} = 0,07 \text{ Mpa}..$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = \{ 2,66 ; 5 \text{ Mpa} \}. \Rightarrow \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = 2,66 \text{ Mpa}.$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u < \bar{\tau}_u. \\ \text{Pas de reprise de bétonage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$