

VI.1 Introduction :

L'étude sous charge verticales et horizontales, nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres) dans les différents nœuds et travées. Le logiciel ETABS a été utilisé pour déterminer les sollicitations, ce qui permettra le calcul des portiques.

VI.2 Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont donnée ci-dessous, les éléments de la structure doivent être ferrailés par les combinaisons des charges sur la base des règlements BAEL 91 et RPA 99/2003.

- Poutres : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1er genre (BAEL 91)} : 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003)} : \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right.$
- Poteaux : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1er genre (BAEL 91)} : 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003)} : \{G + Q \pm E\} \end{array} \right.$

Avec :

G : Charges permanentes ;

Q : Charges d'exploitation ;

E : Effort sismique.

VI.3 Ferrailage des poutres :

a) Méthode de calcul :

En cas générale, 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.

Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu préjudiciable.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{ier} et du 2^{ème} genre :

Sollicitations du 1^{ier} genre (BAEL 91) : $S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

Sollicitations du 2^{ème} genre (RPA 99/2003) : $\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2}

$$\text{Si : } \begin{cases} \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} < 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p2} \\ \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} > 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p1} \end{cases}$$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurités ($\gamma_s ; \gamma_b$).

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

$$\text{Pour la situation normale ou durable : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 384 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$$

b) Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales :

D'après le RPA 99/2003 (article 7.4.2) on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,8\% \times b \times h_t$;
- Section d'armature maximale : $\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans ce cas, le ferrailage se fera sur les poutres les plus sollicitées, et il se fera pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travées seront ferrillées pour une situation durable et sur appuis pour une situation accidentelle.

c) Exemple de calcul :

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

1) Ferrailage d'une poutre :

L'exemple ci-dessous sera fait sur une poutre principale de rive, les moments M_{sp1} et M_{sp2} sont tirés à partir du logiciel ETABS.

a) Ferrailage sur appuis :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 69,53 \text{KN.m} \\ M_{sp2} = 67,57 \text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 1,02 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section : $h = 45 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h = 40,5 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.
- Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{67,57 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,2} = 0,122 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,935$$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{67,57 \times 10^3}{0,995 \times 36 \times 348} = 5,76 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : 3T12+2T14ce qui nous donne $A = 6,47 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

b) Ferrailage en travée :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 41,44 \text{KN.m} \\ M_{sp2} = 30,25 \text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 1,36 > 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p1}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{41,44 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,2} = 0,060 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,969$$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{41,44 \times 10^3}{0,969 \times 36 \times 348} = 3,04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : 4T12ce qui nous donne $A = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

2 Vérification du ferrailage de la poutre :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 40,5 \times 2,10}{400} = 1,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{adpt} > A_{min}$; Condition vérifiée

$A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t = 6 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow$ Condition vérifiée sur toute la section.

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{53,04 \times 10}{30 \times 36} = 0,49 \text{ MPa}$$

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

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

$\tau_u = 0,49 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

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

c) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l\right\} = \min\{12,85 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 14 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

d) L'espacement :

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{32,4 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4} ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi_l\right\} = \min\{10c ; 30 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

e) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{0,24; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,051 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3K f_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,49 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,05 \text{ cm} \quad (2)$$

$$\text{On prend le max (1) et (2)} \left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,051 \\ \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq 0,05 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

f) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T = 53,04; M_{ap} = 69,53 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{69,53}{0,9 \times 36 \times 10^{-2}} = 214,59 \text{ KN.m} > 117,4 \text{ KN.m}$$

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

g) Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S}; \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab}; \text{ Où } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45°, donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 53,04 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10} = 0,026 \text{ m} = 2,6 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(26 \text{ cm} ; 32,4 \text{ cm}) = 26 \text{ cm} ; a > 2,6 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée.}$$

h) Entraînement des armatures :

h.1) Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau_{ser}} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H.A ;

T : L'effort tranchant maximum ; $T = 81,2 \text{ kN}$;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; $n = 7$;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,4 = 4,40 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{53,04 \times 10^3}{36 \times 4,40 \times 7 \times 10^2} = 0,48 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0,48 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

h.2) Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,46 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ($b = 30 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » : $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

h.3) Calcul des crochets :

$$\text{Crochets courant d'angle de } 90^\circ : L_2 = d - (c + \Phi/2 + r) ; L_1 \geq (L_s - 2,19r - L_2)1,87$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 24,3 \text{ cm} \\ L_1 = 9,43 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 23,3 \text{ cm} \\ L_1 = 9,96 \text{ cm} \end{cases}$$

h.4) La longueur de recouvrement :

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

i) Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = 30,032 \text{ KN.m} ; A = 4,52 \text{ cm}^2$$

i.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 15y^2 + 67,8y - 2440,8 = 0 \rightarrow y = 10,69 \text{ cm}$$

i.2) Moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 10,69^3}{3} + (15 \times 4,52 \times (36 - 10,69)^2) \\ &= 55665,08 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

i.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{30,032 \times 10^3}{55665,08} \times 10,69 = 5,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

j) Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$M_{t ser} = 2,52 \text{ t.m} ; \text{Tirée à partir du logiciel ETABS}$$

$$M_{0 ser} = \frac{(G + Q)l^2}{8} = \frac{(1,87 + ,0547) \times 5,1^2}{8} = 7,87 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{510} = 0,078 > 0,062 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t\ ser}}{10 \times M_{0\ ser}} \Rightarrow \frac{40}{510} = 0,078 > \frac{25,52}{10 \times 7,78} = 0,032 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{30 \times 36} = 0,004 < \frac{4,2}{400} = 0,009 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant :

	Section	M_{sp1}	M_{sp2}	A_s	Armatures adoptées	A_s adoptées
PP (30 X 40 cm ²)	Appui	69,53KN.m	67,57 KN.m	6,78 cm ² /m	6T12	6,78 cm ² /m
	Travée	41,44 kN.m	/	3,04 cm ² /m	4T12	4,52 cm ² /m
PS (30 X 35 cm ²)	Ap /Tra	36,12 KN.m	30,25 KN.m	3,45 cm ² /m	4T12	4,52 cm ² /m

Tableau VI.1 : Armatures adoptées pour les poutres

VI.4 Ferrailage des poteaux :

a) Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre (1): } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow B \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow C \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} (2): 0,8G \pm E \\ (3): G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow B \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow C \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité γ_s ; γ_b :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases} \\ \text{Situation normale : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases} \end{array} \right.$$

b) Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être haute adhérences droites et sans crochet ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone I) ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% en zone de recouvrement ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi & \text{en zone I et II} \\ 50\Phi & \text{en zone III} \end{cases}$
- Le distance dans les barres verticales dans une face du poteau no doit pas dépasser 25 cm en zone I ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux donnés dans des tableaux.

Le tableau suivant donne les sections minimale et maximale imposée par le RPA 99/2003 :

Type de poteaux	$A_{min} = 0,8\% \times S$	$A_{max1} = 4\% \times S$	$A_{max2} = 6\% \times S$
Type 1 (35x 35 cm ²)	9,8 (cm ²)	49(cm ²)	73,5 (cm ²)
Type 2 (40 x 40 cm ²)	12,8 (cm ²)	64 (cm ²)	96 (cm ²)
Type 3 (45 x 45 cm ²)	16,2 (cm ²)	81 (cm ²)	121,5 (cm ²)
Type 4 (50 x 50 cm ²)	20(cm ²)	100 (cm ²)	150 (cm ²)
Type 5 (50 cm ²)	15,71 (cm ²)	78,5 (cm ²)	117,81 (cm ²)

Tableau VI. 2 : Armatures minimales pour les poteaux.

1. Exemple de calcul :**a)Les sollicitations défavorables :**

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de *KN.m* :

Niveau	Section [cm ²]	ELU 1,35 G+1,5Q					
		N ^{max}	M ^{corr}	M ^{max}	N ^{corr}	N ^{min}	M ^{corr}
		[kN]	[kN.m]	[kN.m]	[kN]	[kN]	[kN.m]
8 ^{ème} , 9 ^{ème} et 10 ^{ème}	35X35	390,25	8,66	12,54	81,53	54,62	5,18
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	40X40	814,05	7,65	10,78	529,16	278,71	3,99
4 ^{ème} , 3 ^{ème} → 2 ^{ème}	45X45	1280,76	6,09	8,58	966,05	529,60	2,89
s/sol, RDC, 1 ^{ère}	50X50	1788,44	0,11	6,69	1042,12	811,32	0,72
s/sol, RDC, 1 ^{ère}	POT50	1202,31	2,40	2,64	1100,66	961,30	0,19

Tableau VI. 3 : Sollicitations du premier genre. ELU

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre, l'unité est de KN.m :

Niveau	Section [cm ²]	0,8G ± E et G + Q ± E					
		N ^{max}	M ^{corr}	M ^{max}	N ^{corr}	N ^{min}	M ^{corr}
		[kN]	[kN.m]	[kN.m]	[kN]	[kN]	[kN.m]
8 ^{ème} , 9 ^{ème} et 10 ^{ème}	35X35	300,85	1,39	31,78	44,53	30,95	30,31
5 ^{ème} , 6 ^{ème} → 7 ^{ème}	40X40	626,26	2,84	31,07	195,75	93,64	4,61
4 ^{ème} , 3 ^{ème} → 2 ^{ème}	45X45	981,13	4,01	33,61	366,63	180,87	5,24
s/sol, RDC, 1 ^{ère} ,	50X50	1363,64	0,82	32,31	653,35	287,97	3,83
s/sol, RDC, 1 ^{ère} ,	POT50	997,93	5,90	10,03	693,37	377,07	2,98

Tableau VI. 4 : Sollicitations du deuxième genre.

b) Calcul d'un poteau :

Un seul poteau de type 1 sera calculé en détail, les résultats des autres poteaux seront notés dans un tableau.

Données :

- Enrobage : $c = 3\text{cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = h - c$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400\text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25\text{ MPa}$;
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2,1\text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

Méthode de calcul :

Pour cet exemple le calcul se fera à l'aide des combinaisons de premier genre.

1. On détermine le centre de pression puis le moment :

$$\begin{cases} e = \frac{M}{N} \\ M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) \end{cases}$$

2. On vérifie si la section est surabondante :

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

Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ($A = A' = 0$)

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant :

3. Sinon, on calcule la section des armatures :

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \\ A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

4. On calcule la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment :

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,5\% \times b \times h_t \\ A_{\text{adoptée}} = \max\{A_1 ; A_2 ; A_3 ; A_{\min}\} \end{cases}$$

A_{cal} est tirée du logiciel SOCOTEC.

Niveaux	Combis	1 ^{er} genre				2 ^{ème} genre				A _{adoptée} (cm ²)
		N _u (KN)	M _u (KN.m)	A _{sl min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	N _{ACC} (KN)	M _{ACC} KN.m)	A _{sl} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	
Type 1 (35 x 35 cm ²)	A	390,25	8,66	0	0	300,85	1,39	0	9,8	4T12+4T14= 10,68cm ²
	B	44,53	12,54	0	0	44,53	31,78	0		
	C	54,62	5,18	0	0	30,95	30,31	0		
Type 2 (40 x 40 cm ²)	A	814,05	7,65	0	0	130,86	2,84	0	12,8	6T12+2T16 = 13,26
	B	529,16	8,58	0	0	35,76	31,07	0		
	C	278,71	3,99	0	0	61,43	4,61	0		
Type 3 (45 x 45cm ²)	A	1280,76	6,09	0	0	981,13	4,01	0	16,2	8T16 = 20,61cm ²
	B	8,58	1,32	1,05	0,68	1,93	33,61	0,76		
	C	529,60	2,89	3,53	2,40	52,60	5,24	0		
Type 4 (50 x 50 cm ²)	A	1788,44	0,11	0	0	1363,64	0,82	0	20	4T16+4T20 =20,61cm ²
	B	1042,12	6,69	0	0	653,35	32,31	0		
	C	811,32	0,72	0	0,4	287,97	3,83	0		
Type 5 (50 cm ²)	A	1202,31	2,40	0	0	997,93	5,90	5,32	11,13	4T16+4T20 =20,61cm ²
	B	1100,66	2,64	0	4,26	693,37	10,03	0		
	C	961,30	0,19	0	4,70	377,07	2,98	0		

Tableau VI. 5 : Ferrailage des poteaux.

Vérifications de la contrainte de cisaillement :

Le poteau le plus sollicité est de type 1 (50x50 cm²).

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{2,19 \times 10}{50 \times 45} = 0,010 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,010 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Il n y a pas de risque de cisaillement.

c) Calcul des armatures transversales :

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/2003.

a) Le diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,67 \text{ mm}$$

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

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_l : Hauteur totale de la section brute ;

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

ρ_a : Coefficient correcteur égale à : $\begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

S_t : Espacement des armatures transversales.

b) L'espacement :

D'après le RPA 99/2003 on

a) $\begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{10\Phi_l ; 15 \text{ cm}\} = 14 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l = 21 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

c) Calcul de l'élancement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 5,1}{0,5} = 7,14 > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 219}{50 \times 235} = 0,69 \text{ cm}^2$$

d) Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / (T \times b)$ en % est donné comme suit : $\lambda_g > 5 \rightarrow 0,3\%$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,3\% \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,3\% \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_t = 10\Phi 8 = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

e) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$< 1,8 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

f) 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \max\left\{\frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm}\right\} = \max\{85 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 60 \text{ cm}\} = 85 \text{ cm} \\ L' = 2h = 100 \text{ cm} \end{array} \right.$$

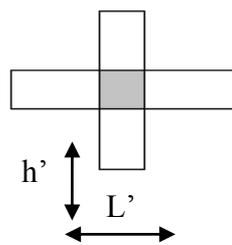
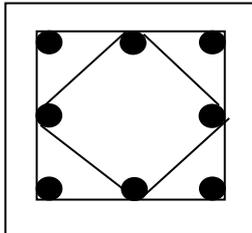
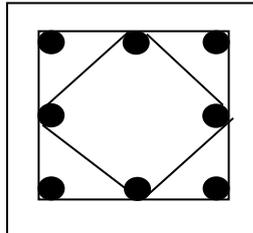
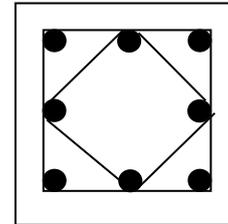
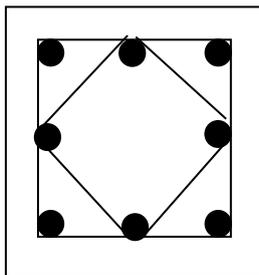


Figure VI. 1 : La zone nodale

REMARQUE :

Une nouvelle section de poteau ($45 \times 45 \text{ cm}^2$) a été ajoutée, pour que la condition des sollicitations normales de l'article 7.4.3.1 du RPA 99/2003 soit respectée :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

poteau**(s-sol;RDC;1^{er})****(50x50)****4T16+4T20****poteau****(2^{eme} ;3^{eme} 4 étages)****(45x45)****8T16****poteau****(5^{eme} ...7^{eme}) étages****(40x40)****6T14+2T12****Poteau (8^{eme};9^{eme};10^{eme})****(35x35)cm²****4T12+4T14**