

**VI.1.Introduction :**

L'étude concerne le confortement d'une structure type du «bâtiment à usage d'habitation, en structure portique auto-stable en béton armé contreventé par des murs voiles, situé à RELIZANE

-le choix de ce type de d'ouvrage pour l'étude se fait car ces derniers forment la plus importante catégorie en nombre de bâtiments pour les villes algériennes.

Au niveau de ce chapitre nous allons présenter le dimensionnement des éléments structuraux de la variante retenue « les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage ».

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement permettent de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux, poutres) dans les différents nœuds et travées qui ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **ETABS**.

-Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.

-Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.

Notre structure étant couverte et non soumise à un milieu agressif à l'acier, le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée peu préjudiciable.

De ce fait, le dimensionnement sera réalisé à l'E.L.U.R et/ou l'E.L.U de stabilité de forme dans le cas de flexion composée avec effort normal de compression, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité.

Le ferrailage de ces éléments s'effectue selon les règles **CBA93** et les règles parasismiques algériennes en vigueur (**RPA99 / version 2003**).

**VI.2- Les combinaisons de calcul :**

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [BAEL 91 et R.P.A 99 (version 2003)

**❖ Poteaux :**

- Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre (BAEL 91) ; E.L.U :  $1.35G + 1.5Q$  .....(1)

- Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre [RPA 99 (version 2003)]

{ -  $G + Q \pm E$  ..... (2)

{ -  $0,8G \pm E$  ..... (3)

❖ Poutres :

- Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre (BAEL 91) ; E.L.U :  $1.35G + 1.5Q$  ..... (1)

- Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\left. \begin{array}{l} -G + Q \pm E \text{ ..... (2)} \\ -0,8G \pm E \text{ ..... (3)} \end{array} \right\}$$

Avec :

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effort sismique

- La combinaison  $(1,35G+1,5Q)$  nous permettra de déterminer le moment maximum en travée

- La combinaison  $(G + Q \pm E)$  donne le moment négatif maximum en valeur absolue sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis, cette combinaison comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge d'exploitation est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (environ 40 à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes

- La combinaison  $(0.8 G \pm E)$  nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où  $M > 0$  de déterminer le ferrailage au niveau des appuis, cette dernière tient compte de la réduction de la charge verticale qui se produira à cause des effets de l'accélération verticale. Dans les combinaisons précédentes, il y a lieu de tenir compte de la réversibilité des charges sismiques

- la combinaison  $G+P+1.2 E$  en a pour objet de leur fournir une meilleure résistance aux effets des moments de renversement dus aux mouvements sismiques majeurs.

VI.3- Ferrailage des poutres :

Pour le calcul du ferrailage on tient compte des deux cas de situations : accidentelle et durable et on retient la section d'acier la plus défavorable.  $A_s = \max (A_{accidentelle}; A_{durable})$ .

VI.3.1.Méthode de calcul :

En 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.

Nous retenons les différentes combinaisons d'actions affectant l'élément structural en fonction des types de sollicitations.

-Selon les **CBA93** : Situation durable – **ELU**

Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre :  $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp1} \dots \dots \dots (1)$

-Selon le RPA99/V2003 : Situation accidentelle :

Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre :  $\left\{ \begin{array}{l} S_{p2}=G+Q \pm E. \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2} \dots \dots \dots (2) \\ S_{p2}=0,8G \pm E. \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$

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

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

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

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

### VI.3.2-Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales :

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

- Section d'armature minimale :  $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$  ;
- Section d'armature maximale :  $\left\{ \begin{array}{l} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t \dots \dots \dots \text{Zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t \dots \dots \dots \text{Zone de recouvrement} \end{array} \right.$
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $\left\{ \begin{array}{l} 40\phi \text{ en zone I et II} \\ 50\phi \text{ en zone III} \end{array} \right.$
- 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.

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 (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont

**$h' = \text{Max}(h_e/6; b_1; h_1; 60)$**

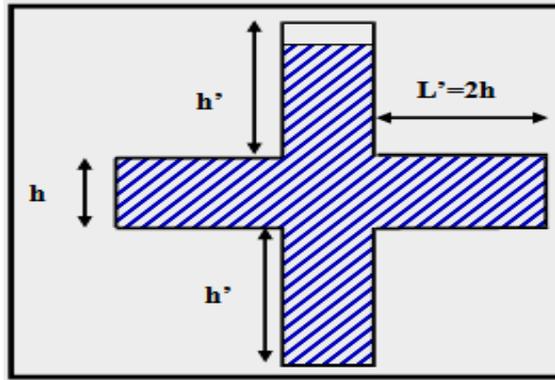


Figure VI.1. La zone nodale

**VI.3.3-Exemple de calcul :**

Une seule poutre sera calculée, les résultats de l'autre poutre seront notés dans des tableaux.

➤ **Blocs barre Poutres secondaire intermédiaire plancher terrasse (30x45) cm<sup>2</sup> :**

-Armatures longitudinales : Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets

On calcule d'abord les sections min et max des aciers exigé par le R.P.A et qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

- $A_{min} = 0,8\%(b \times h)$  ..... sur toute la section.
- $A_{max1} = 4\%(b \times h)$  ..... zone courante
- $A_{max2} = 6\%(b \times h)$  ..... zone de recouvrement
- Pour les poutres principale (30 x45)
  - $A_{min}=0,5 \% S=0.5 \times (30 \times 45)/100 = 6,75 \text{ cm}^2$
  - $A_{max1}=4\% \times S = 0.4 \times (30 \times 45) /100 = 5,40\text{cm}^2$
  - $A_{max2}=6\% \times S = 0.6 \times (30 \times 45)/100 = 8,10\text{cm}^2$
- Pour les poutres secondaire (30 x35)
  - $A_{min}=0,5 \% S = 0.5 \times (30 \times 35)/100 = 5,25\text{cm}^2$
  - $A_{max1}=4\% \times S = 0.4 \times (30 \times 35) /100 = 4,20\text{cm}^2$
  - $A_{max2}=6\% \times S = 0.6 \times (30 \times 35)/100 = 6,30\text{cm}^2$

-calculé exigé par le B.A.E.L/condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

-Poutre principale .....  $A_{min} = 1,46 \text{ cm}^2$

-Poutre secondaire .....  $A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2$



$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 4,51 \text{ KN.m} \\ M_a = 17,73 \text{ KN.m} \\ T = 13,85 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 28,53 \text{ KN.m} \\ M_a = 12,16 \text{ KN.m} \\ T = 80,32 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 0,641 \text{ KN.m} \\ M_a = 2,84 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

### 1)-Ferraillage En travée :

$$(M_{Sp1}) \Rightarrow M_{t_{sp1}} = 4,51 \text{ KN.m}$$

$$(M_{Sp2}) \Rightarrow M_{t_{sp2}} = 28,53 \text{ KN.m}$$

$$\text{On a : } \left\{ \begin{array}{l} M_{sp1} = 4,51 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 28,53 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,15 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Données :

-Largeur de la poutre  $b = 30 \text{ cm}$ .

-Hauteur de la section  $h_t = 35 \text{ cm}$ .

-Hauteur utile des aciers tendus  $d = 0,9 \times h_t = 31,5 \text{ cm}$

-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 préjudiciable

-  $F_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$

-  $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

### -Le moment réduit $\mu_r$ :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{28,53 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 18,48} = 0,051 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,973$$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{28,53 \times 10^3}{0,973 \times 31,5 \times 400} = 2,32 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : 3T12 ce qui nous donne  $A_s = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

**2)- Ferrailage En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 17,73 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 12,16 \text{ KN.m}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 17,73 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 12,16 \text{ KN.m} \end{cases} \Leftrightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 1,45 > 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } Sp_1$$

**-Le moment réduit  $\mu_u$  :**

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{17,73 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,042 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,979$$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17,73 \times 10^3}{0,979 \times 31,5 \times 348} = 1,43 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : 3T12 ce qui nous donne  $A = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

**3)-Les vérifications :****a)-Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,10}{400} = 1,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{adpt} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**b)-vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T = 13,85 \text{ kN} \quad \text{et} \quad \tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{13,85 \times 10^2}{30 \times 31,5} = 1,46 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \overline{\tau_u} = \min(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \rightarrow \overline{\tau_u} = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Alors } \tau_u = 1,46 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

**c)-Calcul des diamètres des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 10 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 12 \text{ mm} \} \Rightarrow \text{on adopte } \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

**d)-Calcul de l'espacement :**

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9d ; 40) \text{ cm} \\ S_t \leq \min(28,35 ; 40) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t \leq 28 \text{ cm}$$

Selon le RPA99 (version 2003), on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale: } S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; 12\Phi_l\right\} = \min\{8,75 ; 30\text{cm} ; 14,4\text{cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante: } S_t \leq h/2 = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**e)-Vérification de la section d'armatures transversale minimale :**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,73 ; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,0510 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(1,46 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,135\text{cm} \dots \dots \dots (2)$$

On prend le max (1) et (2)  $\rightarrow \begin{cases} A_t \geq 0,135S_t \\ \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq 2,02 \text{ cm}^2 \end{cases}$

**f) Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est de :

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

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

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

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 13,85 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10} = 0,069 \text{ m} = 6,90 \text{ cm}$$

$a' = b - c = 30 - 2,5 = 27,5 \text{ cm}$

$a = \min(a'; 0,9d) = \min(27,5 \text{ cm} ; 31,5 \text{ cm}) = 27,5 \text{ cm} ; a > 6,90 \text{ cm}$  Condition vérifiée.

**g)-Vérification des contraintes d'adhérence :**

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

Avec :

$\psi_s$  : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$$\begin{cases} \psi_s = 1 \rightarrow \text{Pour les aciers lisses} \\ \psi_s = 1,5 \rightarrow \text{Pour les aciers HA} \end{cases}$$

T : Effort tranchant max T= 13,85 KN

n : Nombre des armatures longitudinaux tendus ; n=3 barre

$\mu$  : Périmètre d'armature tendu  $\mu = \pi \cdot \phi = 3,14 \times 1,2 = 3,76$  cm

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{13,85 \times 10}{0,9 \times 31,5 \times 3 \times 3,76} = 0,43 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,43 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**h)-Ancrage des armatures tendues :**

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

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

$$\tau_s = 0,6\psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,50^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

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

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,83} = 42,40 \text{ cm} \end{cases}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre ( $b = 30$  cm), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :  $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,2 = 6,6$  cm

**i)- Calcul des crochets :**

Crochets courant d'angle de  $90^\circ$  :

$$L_2 = d - (c + \Phi/2 + r) ;$$

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

Avec  $\Phi$  : diamètre d'une barre ; Profondeur utile  $d = 31,5$ cm

$$\phi_l = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 21,80 \quad ; \quad L_1 = 3,28 \text{ cm}$$

**j)-La longueur de recouvrement :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  en zone II

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

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

**4)-Vérification des contraintes à (ELS) :**

$$M_{ser} = 0,67 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

**a) Détermination de la position de l'axe neutre :**  $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ ;  $d = 31,5 \text{ cm}$

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 50,85y - 1601,77 = 0 \rightarrow y = 8,77 \text{ cm}$$

**b) Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 8,77^3}{3} + ((15 \times 3,39)(31,5 - 8,77)^2) = 33017 \text{ cm}^4$$

**c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{0,67 \times 10^3}{33017,06} \times 8,77 = 0,71 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,71 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**5)-Vérification de la flèche :**

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$M_{t ser} = 0,67 \text{ KN.m} ; \text{Tirée à partir du logiciel ETABS}$$

$$M_{0 ser} = \frac{(G + Q)l^2}{8} = \frac{(5,48 + 1) \times 4,65^2}{8} = 17,13 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{465} = 0,075 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t ser}}{10 \times M_{0 ser}} \Rightarrow \frac{35}{465} = 0,075 > \frac{0,67}{10 \times 17,13} = 0,039 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{30 \times 31,5} = 0,003 = \frac{4,2}{400} = 0,010 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

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

- **REMARQUE :**

On remarque que on obtient un ferrailage importante au niveau de la poutre (poutre principale ; secondaire) de rive pour les différent niveaux, car aux niveaux de ce dernier se trouve des voile qui sont liés aux poteaux d'une seul cotée et libres d'autre cotée ce qu'il présente un point critique qu'il doit renforcer (concentration du ferrailage)

-Les valeurs des moments max en appuis et en travées pour les différentes poutres sont résumées dans les tableaux suivants :

Blocs Angle							
type	Niveaux			Moment KN.m	$A_{cal}$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	Choix de l'acier
Poutre Principale	terrasse	Rive	M <sub>t</sub>	97,28	6,36	6,75	3T12fil +3T12chap ; A <sub>S</sub> =6,78cm <sup>2</sup>
			Ma	102,41	6,72	6,75	3T12fil +3T12chap ; A <sub>S</sub> =6,78cm <sup>2</sup>
		Inter	M <sub>t</sub>	61,12	4,54	6,75	3T12fil+2T12chap ; A <sub>S</sub> = 5,65cm <sup>2</sup>
			Ma	66,76	4,28	6,75	3T12fil+2T12chap ; A <sub>S</sub> =5,65cm <sup>2</sup>
	E. courant	Rive	M <sub>t</sub>	110,96	7,32	6,75	3T14fil+3T12chap ; A <sub>S</sub> =8,01cm <sup>2</sup>
			Ma	126,18	7,94	6,75	3T14fil +3T12chap ; A <sub>S</sub> =8,01cm <sup>2</sup>
		Inter	M <sub>t</sub>	55,99	4,14	6,75	3T14 A <sub>S</sub> =4,62cm <sup>2</sup>
			Ma	92,85	6,058	6,75	3T14fil+2T12cap ; A <sub>S</sub> = 6,78cm <sup>2</sup>
Poutre secondaire	terrasse	Rive	M <sub>t</sub>	89,24	5,97	5,25	3T12filant+3T12chap ; A <sub>S</sub> =6,78cm <sup>2</sup>
			Ma	98,79	6,54	5,25	3T12filant+3T12chap ; A <sub>S</sub> =6,78cm <sup>2</sup>
		Inter	M <sub>t</sub>	19,70	1,59	5,25	3T12 A <sub>S</sub> =3.39cm <sup>2</sup>
			Ma	30,51	2,49	5,25	3T12 A <sub>S</sub> =3.39cm <sup>2</sup>
	E. courant	Rive	M <sub>t</sub>	99,21	6,54	5,25	3T14fil+2T12cap ; A <sub>S</sub> = 6,88cm <sup>2</sup>
			Ma	108,26	6,83	5,25	3T14fil+2T12cap ; A <sub>S</sub> = 6,88cm <sup>2</sup>
		inter	M <sub>t</sub>	31,88	2,60	5,25	3T12 ; A <sub>S</sub> =3.39cm <sup>2</sup>
			Ma	40,81	3,36	5,25	3T12 ; A <sub>S</sub> =3.39cm <sup>2</sup>
Blocs barre							
	Niveaux			Moment	$A_{cal}$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	Choix de l'acier
Poutre Principale	terrasse	Rive	M <sub>t</sub>	43,46	2,77	6,75	3T12 ; A <sub>S</sub> =3.39cm <sup>2</sup>
			Ma	101,54	6,80	6,75	3T14fil +3T12chap ; A <sub>S</sub> =8,01cm <sup>2</sup>
		Inter	M <sub>t</sub>	79,81	5,23	6,75	3T12fil +3T12chap ; A <sub>S</sub> = 6,78cm <sup>2</sup>
			Ma	96,71	6,65	6,75	3T12fil +3T12chap ; A <sub>S</sub> =6,78cm <sup>2</sup>
	E. courant	Rive	M <sub>t</sub>	39,40	2,5	6,75	3T12; A <sub>S</sub> =3,39cm <sup>2</sup>
			Ma	114,60	7,59	6,75	3T14fil +3T12chap ; A <sub>S</sub> =8,01cm <sup>2</sup>
Poutre secondaire	terrasse	Rive	M <sub>t</sub>	29,89	2,94	5,25	3T12 A <sub>S</sub> =3.39cm <sup>2</sup>
			Ma	33,54	3,35	5,25	3T12 A <sub>S</sub> =3.39cm <sup>2</sup>
		Inter	M <sub>t</sub>	28,53	2,08	5,25	3T12 A <sub>S</sub> =3.39cm <sup>2</sup>
			Ma	17,73	1,72	5,25	3T12 A <sub>S</sub> =3.39cm <sup>2</sup>
	E. courant	Rive	M <sub>t</sub>	43,86	3,74	5,25	3T12fil+1T12chap ; A <sub>S</sub> = 4,52cm <sup>2</sup>
			Ma	73,33	6,37	5,25	3T12fil +3T12chap ; A <sub>S</sub> = 6,78cm <sup>2</sup>
		inter	M <sub>t</sub>	21,39	1,72	5,25	3T12 A <sub>S</sub> =3.39cm <sup>2</sup>
			Ma	35,13	2,88	5,25	3T12 A <sub>S</sub> =3.39cm <sup>2</sup>

Tableaux VI.1. Récapitulation du ferrailage des poutres principale et secondaire

VI.3.4 Dessin de ferrillage du poutre pour les deux blocs :

		Rive	intermédiaire
Poutre principale	Terrasse	<p>3T12fil Φ10 3T12chap 3T12chap 3T12fil</p>	<p>3T12fil Cadre Φ10 2T12chap 2T12chap 3T12fil</p>
	Étage courante	<p>3T14fil Cadre Φ=10 3T12chap 3T12chap 3T14fil</p>	<p>3T14fil 2T12chap Cadre Φ=10 3T14fil</p>
Poutre secondaire	Terrasse	<p>3T12fil Φ10 3T12chap 3T12chap 3T12fil</p>	<p>3T12 Cadre Φ=10 3T12</p>
	Étage courante	<p>3T14fil Cadre Φ=10 2T12chap 2T12chap 3T14fil</p>	<p>3T12 Cadre Φ=10 3T12</p>

Tableaux VI.2.Schémas de ferrillage de la poutre principale et secondaire « blocs angle »

		Rive	Intermédiaire
Poutre principale	Terrasse	<p>3T14fil Φ10 3T12chap 3T12fil</p>	<p>3T12fil Φ10 3T12chap 3T12chap 3T12fil</p>
	Étage courante	<p>3T14fil Φ10 3T12chap 3T12fil</p>	<p>3T14fil Φ=10 3T12chap 2T12chap 3T14fil</p>
Poutre secondaire	Terrasse	<p>3T12 Cadre Φ=10 3T12</p>	<p>3T12 Cadre Φ=10 3T12</p>
	Étage courante	<p>3T12fil Φ10 3T12chap 3T12fil+1T12chap</p>	<p>3T12 Cadre Φ=10 3T12</p>

Tableaux VI.2.Schémas de ferrailage de la poutre principale et secondaire « blocs barre »

## VI.4. ferraillage du poteau :

En général, les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal, Ils seront donc calculés en flexion composée avec un cas de fissuration jugé comme peu nuisible.

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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre (1): } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow 1 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow 2 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow 3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} (2): 0,8G \pm E \\ (3): G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow 4 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow 5 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow 6 \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité  $\gamma_s$  ;  $\gamma_b$  :

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

**VI.4.1. Vérification spécifiques sous sollicitations normales (coffrage du poteau) :**

Avant de calculer le ferraillage des poteaux il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA 99 dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limitée par la condition suivantes

**VI.4.2. Ferraillage exigé par R.P.A 99(version 2003) :**

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

Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de **0,8%** (zone **II**)

Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de **4%** en zone courante,

Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de **6%** en zone de recouvrement.

Le diamètre minimal est de **12 mm**

La longueur minimale des recouvrements est de :  $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$

La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

- Pour les poteaux de RDC ,1<sup>ère</sup> ,2<sup>ème</sup> , 3<sup>ème</sup>
  - Poteau (40 x40)
    - $A_{min}=0,8 \% S=0.8 \times (40 \times 40)/100 = 12.80\text{cm}^2$
    - $A_{max1}=4\% \times S = 0.4 \times (40 \times 40) /100 = 6,40\text{cm}^2$
    - $A_{max2}=6\% \times S = 0.6 \times (40 \times 40)/100 = 96\text{cm}^2$
- Pour les poteaux de 4<sup>ère</sup> ,5<sup>ème</sup> , 6<sup>ème</sup>
  - Poteau (35 x35)
    - $A_{min}=0,8 \% S = 0.8 \times (35 \times 35)/100 = 9.80\text{cm}^2$
    - $A_{max1}=4\% \times S = 0.4 \times (35 \times 35) /100 = 4,90\text{cm}^2$
    - $A_{max2}=6\% \times S = 0.6 \times (35 \times 35)/100 = 7,35\text{cm}^2$

**VI.4.3. Ferrailage exigé par B.A.E.L :**

**-poteaux (40x40) :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 40 \times 36 \times 2,10}{400} = 1,73 \text{ cm}^2/ml$$

**-poteaux (30x30) :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,10}{400} = 1,14 \text{ cm}^2/ml$$

**VI.4.4. Effort normal réduit :**

Avant de calculer le ferrailage des poteaux il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA 99 dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limite par la condition suivantes

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30 \dots \dots \dots \text{l'article 7.4.3.1 du RPA 99/2003}$$

Avec :

$N_d$  : l'effort normal de calcul exercé sur une section en béton.

$B_c$  : section du poteau.

$F_{c28}$  : la résistance caractéristique du béton a 28 jours.

$V=0.259 < 0.3 \dots \dots \dots$  condition vérifier.

Donc on adopte une section de (40x40)  $\text{cm}^2$ .

**a) Méthode de calcul :**

On fait un seul exemple de calcul en détail, pour un seul niveau poteaux (40x40) et les résultats des calculs des autres niveaux donnés dans des tableaux.

Données :

- Enrobage :  $c = 4\text{cm}$  ;
- 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.

E.L.U	G+Q+E	0,8G+E
$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = 1335.75\text{KN.m} \\ M_{\text{corres}} = 11.47\text{KN.m} \\ N_{\min} = 607.52\text{KN.m} \\ M_{\text{corres}} = 6.92\text{KN.m} \\ M_{\max} = 22.44\text{KN.m} \\ N_{\text{corres}} = 1284.9\text{KN.m} \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = 1297.12\text{KN.m} \\ M_{\text{corres}} = 31.21\text{KN.m} \\ N_{\min} = 306.25\text{KN.m} \\ M_{\text{corres}} = 56.07\text{KN.m} \\ M_{\max} = 78.26\text{KN.m} \\ N_{\text{corres}} = 783.81\text{KN.m} \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = 1378.10\text{KN.m} \\ M_{\text{corres}} = 36.33\text{KN.m} \\ N_{\min} = 267.44\text{KN.m} \\ M_{\text{corres}} = 68.79\text{KN.m} \\ M_{\max} = 92.43\text{KN.m} \\ N_{\text{corres}} = 811.14\text{KN.m} \end{array} \right.$

La section d'acier finale est celle du cas le plus défavorable, maximum des trois combinaisons.

E.L.U

Détermination du centre de pression :.....(1)

$$N_{\max} = 1335.75\text{KN.m} \rightarrow M_{\text{corres}} = 11.47\text{KN.m}; d = 0.9h = 0.9 \times 40 = 36\text{cm}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{11,47}{1335,75} = 0.0085\text{m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h}{2} + e \right) = 1335,75 \times \left( 0,36 - \frac{0,40}{2} + 0,0085 \right) = 225,07\text{KN.m}$$

Détermination du centre de pression :.....(2)

$$N_{\min} = 607.52\text{KN.m} \rightarrow M_{\text{corres}} = 6.92\text{KN.m}; d = 0.9h = 0.9 \times 40 = 36\text{cm}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{6,92}{607,52} = 0.01139\text{m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h}{2} + e \right) = 607,52 \times \left( 0,36 - \frac{0,40}{2} + 0,0113 \right) = 104,12\text{KN.m}$$

Détermination du centre de pression :.....(3)

$$M_{\max} = 22.44 \text{KN.m} \rightarrow N_{\text{corres}} = 1284.9 \text{KN.m}; d = 0.9h = 0.9 \times 40 = 36 \text{cm}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{22,44}{1284,90} = 0.0174 \text{m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h}{2} + e \right) = 1284,90 \times \left( 0,36 - \frac{0,40}{2} + 0,0174 \right) = 227,42 \text{KN.m}$$

**a.1)-Vérification si la section est surabondante :**

**Formule (1) :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1335,75 \text{KN} < 1836,43 \text{KN} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ M_u = 225,07 \text{KN.m} < 152,98 \text{KN.m} \dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

⇒ Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires  $A_1 = 0$

**Formule (2) :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 607,52 \text{KN} < 1836,43 \text{KN} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ M_u = 104,12 \text{KN.m} < 185,23 \text{KN.m} \dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

⇒ Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires  $A_2 = 0$

**Formule (1) :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1284,90 \text{KN} < 1836,43 \text{KN} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ M_u = 227,42 \text{KN.m} < 312,84 \text{KN.m} \dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

⇒ Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires  $A_3 = 0$



Détermination du centre de pression : .....(4)

$$N_{\max} = 1378,10 \text{KN.m} \rightarrow M_{\text{corres}} = 36,33 \text{KN.m}; d = 0.9h = 0.9 \times 40 = 36 \text{cm}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{36,33}{1378,10} = 0.026 \text{m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h}{2} + e \right) = 1378,10 \times \left( 0,36 - \frac{0,40}{2} + 0,026 \right) = 256,32 \text{KN.m}$$

Détermination du centre de pression : .....(5)

$$N_{\min} = 267,44 \text{KN.m} \rightarrow M_{\text{corres}} = 68,79 \text{KN.m}; d = 0.9h = 0.9 \times 40 = 36 \text{cm}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{68,79}{267,44} = 0.25 \text{m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h}{2} + e \right) = 267,44 \times \left( 0,36 - \frac{0,40}{2} + 0,25 \right) = 109,65 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression : .....(6)

$$M_{\max} = 92,43 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{corres}} = 811,14 \text{ KN.m}; d = 0,9h = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{92,43}{811,14} = 0,113 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h}{2} + e \right) = 811,14 \times \left( 0,36 - \frac{0,40}{2} + 0,113 \right) = 221,44 \text{ KN.m}$$

### a.2)-Vérification si la section est surabondante :

#### Formule (4) :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1378,10 \text{ KN} < 2395,008 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ M_u = 256,32 \text{ KN.m} < 364,032 \text{ KN.m} \text{ Condition vérifiée} \end{cases}$$

⇒ Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires  $A_4 = 0$

#### Formule (5) :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 267,44 \text{ KN} < 2395,008 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ M_u = 109,65 \text{ KN.m} < 91,80 \text{ KN.m} \text{ Condition non vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées donc la section n'est pas surabondante, il faut vérifier si la structure est partiellement au entièrement comprimée.

$$N_u(d - C') - M_{ua} < (0,337h - 0,81c) b h f_{bu}$$

$$\rightarrow 267,44(0,36 - 0,04) - 109,65$$

$$< (0,337 \times 0,4 - 0,81 \times 0,04) \times (0,4 \times 0,4 \times 18,48 \times 10^2)$$

$$\rightarrow -24,06 < 12,11 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

### a.3)-Calcul du ferrailage :

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{109,65 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 18,48} = 0,114 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,939$$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{109,65 \times 10^3}{0,939 \times 40,5 \times 400} = 8,10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Donc } A_5 = 8,10 \text{ cm}^2$$

**Formule (6) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u = 811,14 \text{ KN} < 2395,008 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ M_u = 221,44 \text{ m} < 250,83 \text{ KN} \cdot \text{m} \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

$\Rightarrow$  Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires  $A_6 = 0$

**➤ Section adoptée :**

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

$$A_{\text{adoptée}} = \max (A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{\text{minRPA}})$$

$$\text{Pour une section de béton } (40 \times 40) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\text{adoptée}} = \max (0, 0, 0, 0, 8,10, 0, 12,8) = 12,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 12,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } \mathbf{4T16 + 4T14 ; A_s = 14,19 \text{ cm}^2}$$

**a.4)-Les vérifications :****1)-Vérification de la Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{32,61 \times 10}{40 \times 36} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 45 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée Pas de risque de cisaillement.}$$

**2)-Le diamètre des armatures transversales :**

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

$$\Phi_t = 10 \text{ mm}$$

**3)- Calcul des armatures transversales :**

Selon l'article 7.4.2.2 des RPA99/V2003, 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 *FeE235*  $f_e = 235 \text{ MPa}$

-  $\rho_a$  : Coefficient correcteur égale à :  $\begin{cases} 2,5 \text{ si l'elancement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si l'elancement géométrique } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

- $S_t$  : Espacement des armatures transversales.

#### 4)-Calcul de l'espacement :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{-En zone nodale : } S_t \leq \min(10 \varnothing_1 ; 15\text{cm}) = 15 \text{ cm} \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm.} \\ \text{-En zone courante : } S_t \leq 15 \varnothing_1 = 18 \text{ cm} \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

#### 5)-Calcul de l'élancement géométrique $\lambda_g$ :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

**Avec:**  $L_f$  : Longueur de flambement du poteau.  $L_f = 0,7 L_0$

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

$$\lambda_g = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 2,86}{0,40} = 5,005 > 5 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times t = \frac{2,5 \times 32,61 \cdot 10^{-3} \times 0,15}{0,40 \times 235} = 0,12 \text{ cm}^2$$

Soit  $4\varnothing 8$  ;  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

#### 6)-Quantité d'armatures transversales minimales :

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

$$\text{Alors : } \left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t = 0,3\% \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,3\% \times 15 \times 40 = 1,80 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_t = 10\varnothing 8 = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

#### 7)-Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

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

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

$A_t \geq 0,4 \cdot 15 \cdot 40 / 235 = 1,02 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$  ..... condition vérifiée.

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 40 \times 15}{235}$$

$$= 1,02 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow 1,02 \text{ cm}^2$$

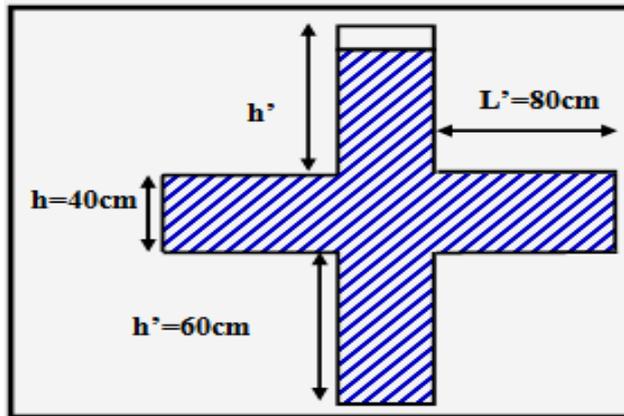
$< 1,8 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée

#### 8)-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 :

$$\left\{ h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 51 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} \} = 60 \text{ cm} \right.$$

$$L' = 2h = \text{cm}$$



**Figure VI.2. Dimension de la zone nodale**

Le tableau suivant résumer les résultats du ferrillage pour chaque type du poteau pour les deux blocs pour les différent sollicitation :

Blocs angle		1 <sup>ère</sup> genre				2 <sup>ème</sup> genre				A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
Niveau	comb i	N <sub>u</sub> KN	M <sub>u</sub> KN.m	A <sub>s min</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup>	N <sub>acc</sub> KN	M <sub>acc</sub> KN.m	A <sub>s min</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup>	
40x40	1	1335,7	11,47	12,80	0	1378,1	36,33	12,80	0	4T16 +4T14 par face A <sub>s</sub> = 14,19cm <sup>2</sup>
	2	607,52	6,92	12,80	0	267,44	68,79	12,80	8,10	
	3	1284,9	22,44	12,80	0	811,14	92,43	12,80	0	
35x35	1	632,93	0,88	9,80	0	510,89	4,88	9,80	0	4T14+4T12 par face =10,67cm <sup>2</sup>
	2	14,52	0,047	9,80	0	29,70	0,60	9,80	0	
	3	309,57	18,76	9,80	0	115,84	99,52	9,80	10,2	
Blocs barre		1 <sup>ère</sup> genre				2 <sup>ème</sup> genre				A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
Niveau	comb i	N <sub>u</sub> KN	M <sub>u</sub> KN.m	A <sub>s min</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup>	N <sub>acc</sub> KN	M <sub>acc</sub> KN.m	A <sub>s min</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup>	
40x40	1	1363,5	24,23	12,80	0	1519,7	38,44	12,80	0	4T16 +4T14 par face A <sub>s</sub> = 14,19cm <sup>2</sup>
	2	625,09	45,17	12,80	0	530,65	6,47	12,80	0	
	3	592,84	57,02	12,80	0	234,92	136,13	12,80	13,6	
35x35	1	544,95	18,07	9,80	0	26,02	4,15	9,80	0	4T14+4T12 par face =10,67cm <sup>2</sup>
	2	231,65	15,83	9,80	0	96,03	154,73	9,80	0	
	3	45,47	66,75	9,80	0	285,78	66,10	9,80	0	

**Tableaux VI.3.le ferrillage des poteaux pour les deux blocs « angle-barre »**

**VI.4.5-Schémas de ferrailage des poteaux :** on obtient la même section du ferrailage pour les deux blocs

Blocs	Angle	Barre
Poteaux (40×40)		
Poteaux (35×35)		

Tableaux VI.4.schémas du ferrailage des poteaux

**VI-5) Ferrailage des voiles :**

**VI-5-1) Introduction :**

Le voile appelé aussi mur en béton armé, est un élément de construction vertical, ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur, ainsi tout poteau «allongé» de longueur supérieure ou égale à quatre fois son épaisseur est considéré comme un voile. En superstructure il est utilisé dans la majorité des cas comme contreventement.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures de flexion ou de cisaillement déterminés par calculs.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations, et des charges horizontales due à l'action du vent ou du séisme.

Donc le voile est sollicité à un effort normal  $N$ , un effort tranchant  $V$ , et un moment fléchissant  $M$ . Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement.

#### **VI-5-2) Système de contreventement :**

Le système de contreventement représente la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques et/ou géologiques.

Parmi les systèmes de contreventement utilisés en bâtiment on site :

- Contreventement par portiques auto stables en béton armé (poteaux - poutres)
- Contreventement par voiles (système tables et banches - système tunnel - noyau central).
- Contreventement mixte (poteaux -poutres et voiles en béton armé)

Le dernier système est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante, car ce système structural est en fait un mélange de deux types de structure qui obéissent à des lois de comportement différents. De l'interaction portique-voile, naissent des forces qui peuvent changées de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement.

#### **VI-5-3)-Principe et positionnements des contreventements**

Le système de contreventement de projet est assuré par le squelette du bâtiment (le tridimensionnel des poteaux et des poutres liés rigidement entre elles)

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité importante (problème de torsion).

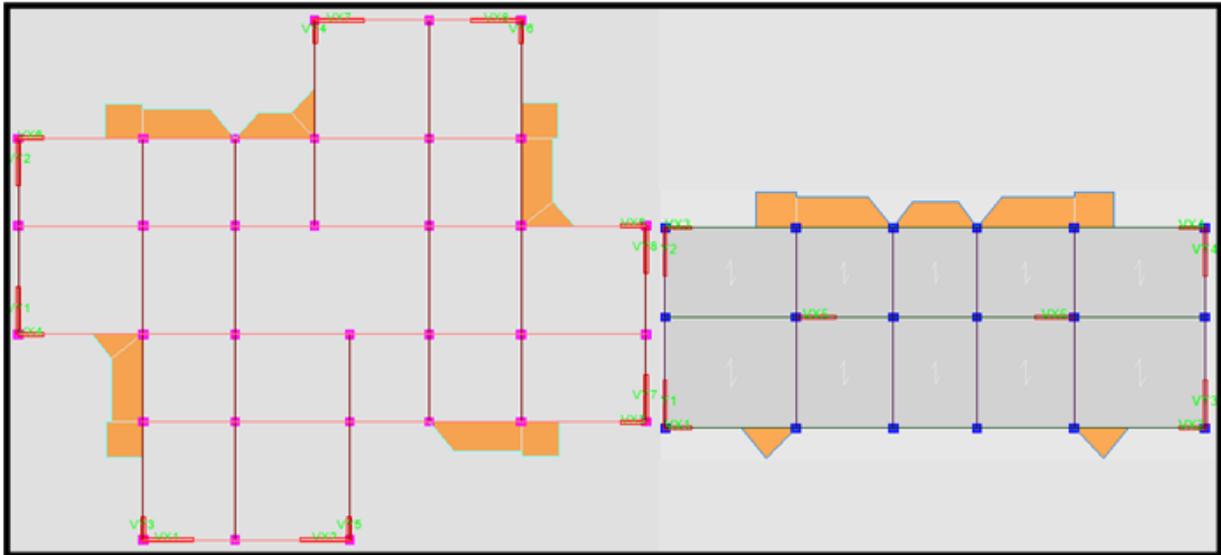
Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) ;

L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.

➡ La meilleure position c'est elle qui vérifie tous les articles des règles parasismique algériennes (RPA 99 V.2003) tel que période, déplacements, participation de la masse et l'effort tranchant à la base.

➡ Après plusieurs variantes des dispositions des voiles de contreventement on a retenu le système suivant :



**Figure VI.3. La disposition du voile de contreventement pour les deux blocs.**

#### VI-5-4)-Principe du Calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

$G + Q \pm E$  (pour la vérification du béton)

$0,8G + E$  (pour le calcul des aciers de flexion)

-Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- Armatures transversales

#### VI-5-5)-Principe de ferrailage :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA93 et le règlement parasismique Algérien RPA 99/VERSION2003.

Le ferrailage des voiles est composé d'armatures verticales et horizontales.

#### a)-Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendre les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 décrit ci-dessous :

-Il est disposé en deux nappes parallèles aux faces du refend, sert à reprendre les contraintes de flexion composée.

-L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales dans toute la zone tendue.

-Le RPA99 préconise un pourcentage d'armatures minimal pour la zone tendue à 0,20 % de la section horizontale du béton tendu.

-La concentration des armatures de traction à l'extrémité des voiles ou des trumeaux ayant pour un rôle de raidisseur, et de reprendre l'effort de traction maximal à l'extrémité.

- Le ferrailage sera disposé symétriquement dans les voiles en raison de changement de direction du moment dû au séisme.

#### **b)- Aciers horizontaux :**

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après :

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettront la réalisation d'un ancrage droit

#### **VI-5-6)-Règles Communes - barres horizontales et verticales :**

L'espacement des barres doit vérifier la condition suivante:

- $st \leq \min(1,5 a ; 30cm)$

-La longueur de recouvrement est de  $40 \varnothing$

-Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré.

-Le pourcentage minimum d'armatures horizontales est donné comme suit :

-Globalement dans la section du voile 0,15% ;

-En zone courante 0,10%.

#### **VI-5-7)-Armatures de coutures :**

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures ( $A_{vj}$ ) tout au long des joints de reprise de coulage, avec:  $A_{vj} = 1,1 V_u / f_e$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**V-5-8)-Exposé de la méthode de calcul :**

-La méthode que nous avons prise pour le ferrailage du voile est la méthode des contraintes, (la formule classique de la RDM) et qui se résume par suit :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times v$$

N : Effort Normal appliqué

M : Moment de flexion appliqué

S : Section de béton du voile

$v = h/2$  : Bras de levier

I : moment d'inertie du voile

En fonction des valeurs de contraintes on distingue trois cas.

- **Premier cas :**

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$  ; La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue »

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA.99 (version 2003), soit :

$$A_{min} = 0,15 \% aL$$

- **Deuxième cas :**

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$  ; La section du voile est entièrement tendue « pas de zone de comprimée »

On calcule le volume de contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales est:

$$A_v = N_t / f_e$$

On compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le RPA.99 (version 2003).

-Si  $A_v < A_{min} = 0,15\% e \times L$  on ferraille avec la section minimale.

-Si  $A_v > A_{min} = 0,15\% e \times L$  on ferraille avec  $A_v$

Tel que la section d'acier verticale =  $\max (A_v; 0,15\% aL)$

- **Troisième cas :**

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  Sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes de la zone tendue d'où on déduit le ferrailage.

$$tg\alpha = \frac{\sigma_1}{l_t} = \frac{\sigma_2}{l_c} \Rightarrow l_t = \frac{\sigma_1 \cdot L}{\sigma_1 + \sigma_2}$$

$$l_c = L - l_t$$

Avec :

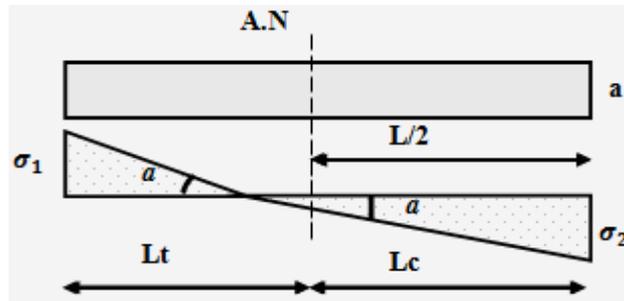
$l_t$  : longueur de la zone tendue

$l_c$  : longueur de la zone comprimée

L : longueur totale du voile

Effort de traction:  $N_t = \frac{\sigma_1 \times l_t}{2} \times e$

Avec:  $l_t \leq L/2$



**Figure VI.4. Diagramme des contraintes – voile**

Section d'acier tendue:  $A_{s1} = \frac{N_t}{\sigma_s} = \frac{N_t \times \gamma_s}{f_e}$

Section d'acier de couture:  $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$

Armature de couture le long de la zone tendu :  $A_{S2} = \frac{A_{vj}}{L} \times l_t$

Section d'acier totale:  $A_s = A_{s1} + A_{S2}$

**V-5-8.1)-Exemple de calcul :**

La stabilité de notre ouvrage vis-à-vis des charges et surcharges est assurée par des refends linéaires disposés suivant les deux sens.

Nous proposons un détail de calcul du voile V1, de dimensions (2 x 0,15) m<sup>2</sup>, les valeurs des autres voiles seront données dans les tableaux ci-après.

**Les données :**

- M = 1236,99 KN.m
- N = 1133,55 KN
- V=397,61 KN = 397,61.10<sup>-3</sup> MN

L=2 m

Épaisseur de voile e = 0,15 m

v =1,01m<sup>4</sup>

I = 0,22 m<sup>4</sup>

S = e × L = 0,15 × 2 = 0,30 m<sup>2</sup>

**V-5-8-2)-Calcul des contraintes dans le béton :**

$\sigma_{1.2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times V$

$$\sigma_1 = \frac{1133,55}{0,3} - \frac{1236,99}{0,22} \times 1,01 = 3778,5 - 5622,68 \times 1,01 = -1901,07 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1 = -1901,07 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{1133,55}{0,30} + \frac{1236,99}{0,22} \times 1,01 = 3778,5 + 5622,68 \times 1,01 = 9456,74 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 9456,74 \text{ kN/m}^2$$

Les contraintes ( $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ ) sont de signe opposé, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes de la zone tendue d'où **on déduit** le ferrailage.

**VI-5-8-3)-Calcul de l'armature de flexion :**

$$l_t = \frac{\sigma_1 \cdot L}{\sigma_1 + \sigma_2} = \frac{1901,07 \times 2}{1901,07 + 9456,74} = \frac{3802,14}{11357,81} = 0,33 \text{ m}$$

$$l_t = 0,33 \text{ m} \leq L/2 = 1 \text{ m}$$

$$l_c = L - l_t \rightarrow l_c = 2 - 0,33 = 1,67 \text{ m}$$

Effort de traction:  $N_t = \frac{\sigma_1 \times l_t}{2} \times e \rightarrow N_t = \frac{1901,07 \times 0,33}{2} \times 0,15 = 47,05 \text{ KN}$

Section d'acier tendue:  $A_{s1} = \frac{N_t}{\sigma_s} = \frac{N_t \times \gamma_s}{f_e} \rightarrow A_{s1} = \frac{47,05 \times 10^{-3}}{400} = 0,117 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$   
 $= 1,17 \text{ cm}^2$

Section d'acier de couture:  $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e} \rightarrow A_{vj} = 1,1 \times \frac{397,61 \times 10^{-3}}{400}$   
 $= 9,94 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 9,94 \text{ cm}^2$

Armature de couture le long de la zone tendue :  $A_{s2} = \frac{A_{vj}}{L} \times l_t \rightarrow A_{s2} = \frac{9,94}{2} \times 0,33$   
 $= 1,64 \text{ cm}^2$

Section d'acier totale :

$$A_{stotale} = A_{s1} + A_{s2} = 1,17 + 1,64 = 2,81 \text{ cm}^2$$

**VI-5-8-4)-Section minimale exigée par le RPA :**

D'après l'Article 7.7.4.1. des RPA99/Version 2003 on a :

$A_{RPA} = 0,2\% \text{ e} \cdot L_t = 0,2\% \times 0,15 \times 33 = 0,99 \text{ cm}^2$  .....en zone tendue  
 $A_{RPA} = 0,1\% \text{ e} \cdot L_t = 0,1\% \times 15 \times 33 = 0,49 \text{ cm}^2$  ..... en zone courante

**VI-5-8-5)-Le pourcentage minimal :**

$A_{min} = 0,15\% \text{ e} \times L = 0,15 \times 15 \times 200 = 4,5 \text{ cm}^2$  .....totale

Ce qui donne un ferrailage min en zone tendue

$A_{tmin} = 4,5 / (2 \times 2) = 1,12 \text{ cm}^2$  ..... en zone tendue  
 $A_{sv} = \max (A_{S \text{ total}}, A_{s \text{ min}}, A_{RPA}) = (2,81 ; 4,50 ; 0,99) = 4,50 \text{ cm}^2$  .....en zone tendue

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile grâce à la symétrie

$$A_s = 2 \times 4,50 \times (2/2) = 9 \text{ cm}^2 \text{ (pour les 2 faces)}$$

- En zone courante : soit **14T 10** ( $A_s = 10,99 \text{ cm}^2$ )

- En zone d'about : soit **6T 14** ( $A_s = 9,24 \text{ cm}^2$ )

**VI-5-8-6)-Espacement :**

En zone courante :  $St < \min(1,50 e ; 30 \text{ cm}) = (22,5 ; 30 \text{ cm}) = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow$  on adopte  $St = 14 \text{ cm}$

En zone d'about :  $S_{ta} = St / 2 = 7 \text{ cm}$

**VI-5.8-7) Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{46,68 \times 10^{-3}}{0,15 \times 0,9 \times 2} = 0,17 \text{ MPa}$$

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

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

$\tau_u = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$  .....Condition vérifiée

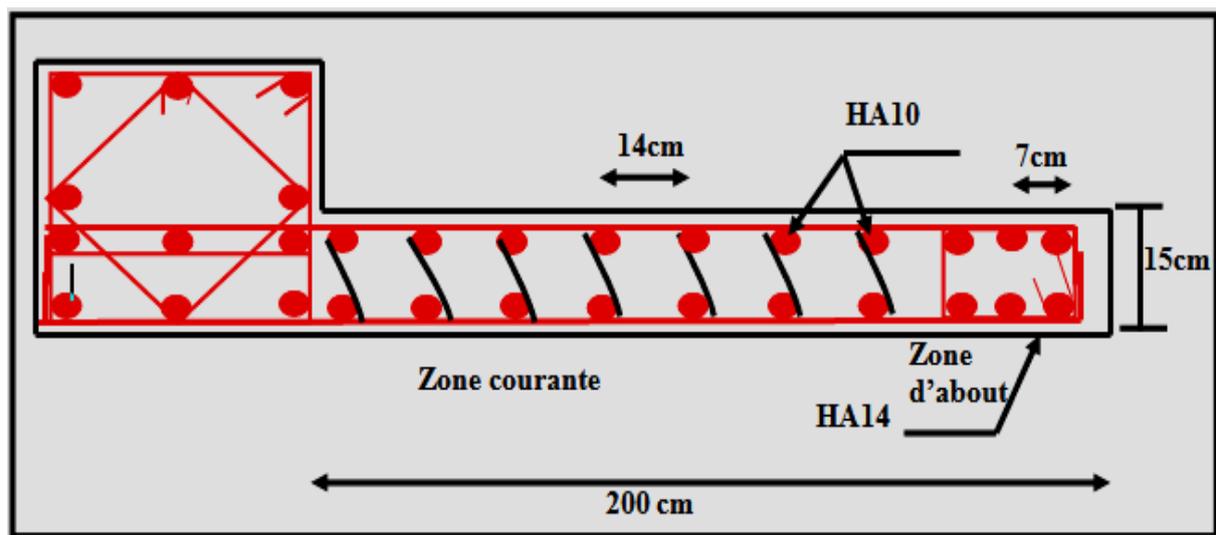
**Selon le RPA99/2003 :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}_u}{b \times d} = \frac{1,4 \times 46,68 \times 10^{-3}}{0,15 \times 0,9 \times 2} = 0,24 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$  .....Condition vérifiée

$$\sigma_b = \frac{N_s}{S + (15 \times A_s)} = \frac{629,55 \times 10}{(15 \times 200) + (15 \times 6,15)} = 0,48 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée



**Figure VI.5. Dessin du ferrailage du voile**