



### VIII .ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE :

#### VIII.1.Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous-dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

#### VIII.2. Étude des fondations :

La fondation est la partie d'un ouvrage qui sert exclusivement à transmettre au sol naturel le poids de cet ouvrage, elle doit être telle que la construction dans son ensemble soit stable.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevé et d'autre part la force portante du sol.

Notre terrain a une contrainte admissible de 2bars et un ancrage de 3 m.

- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur .
- Le calcul des fondations se fait comme suit :
  1. Dimensionnement à l'ELS ;
  2. Ferrailage à l'ELU.

Le choix du type des fondations dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La facilité de réalisation.

#### VIII.3. Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 2 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Radier général.

##### VIII.3.1 Définition du radier :

Le radier est une semelle de très grande dimension supportant toute la construction et qui à une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

Un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol ;





- Transmettre au sol la totalité des efforts ;
- Éviter les tassements différentiels.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (réaction du sol  $\cong$  poids total de la structure).

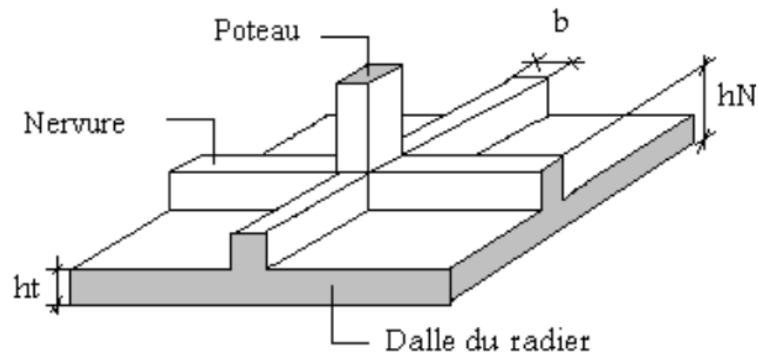


Figure VIII.1 : Schéma explicatif du radier.

**VIII.3.2 Pré dimensionnement du radier :**

$$N_G = \sum W_{Gi} = 31757.86 \text{ kN}$$

$$N_Q = \sum W_{Qi} = 4297.75 \text{ kN}$$

$$N_{ser} = N_G + N_Q = 36055.61 \text{ kN}$$

$$N_u = 1.35N_G + 1.5 N_Q = 1.35(31757.86) + 1.5(4297.75) = 49319.74 \text{ kN}$$

**1) Calcul du débordement :**

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

$$N = N_{ser} = 36055.61 \text{ kN}$$

$$S \geq N / \sigma_{sol} = 36055.61 / 200 = 180.28 \text{ m}^2$$

On prend un débord de 50 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise  $S_{radier} = 847.60 \text{ m}^2$ .

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

**2) Condition de cisaillement:**

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \\ L = 4,40 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow 17.6 \text{ cm} \leq d \leq 21,2 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} d = 20 \text{ cm} \\ h = d + c = 20 + 5 = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Mais pour des raisons de sécurité on propose  $d = 35 \text{ cm}$ .



**3) Condition forfaitaire :**

D'après le BAEL 91 :

$V_u$  : Valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU ;

$b$  : Désigne la largeur.

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{49319.74}{847.60} = 58.19 \text{ kN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,06f_{c28} \quad \Leftrightarrow e \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28} \times b} \\ V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} \\ \Leftrightarrow V_u = \frac{58.19 \times 4,4}{2} = 128.01 \text{ kN} \\ q_u = 58.19 \times 1 \text{ m} = 58.19 \text{ kN.m} \\ d \geq \frac{58.19 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,38 \text{ m} \\ \tau_u = \frac{58.19}{100 \times 24} = 0,024 < 0,06f_{c28} = 1,5 \quad \text{condition vérifier} \\ d = 40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**4) Choix final :**

L'épaisseur qui satisfait aux conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 45 cm,  $h_t = 45 \text{ cm}$ .

**5) Détermination de la hauteur de la poutre de libage :**

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\left\{ \frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Leftrightarrow 48.89 \leq h \leq 73.33 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } h = 70 \text{ cm} ; d = 63 \text{ cm} ; b = 40 \text{ cm} \right.$$

$L$  : la portée maximale d'une poutre de libage,  $L = 4.75 \text{ m}$

**6) Vérification des contraintes du sol sous la charge verticale :**

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol, le calcul sera fait en tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{radier} = \gamma_b \left[ (h_r \times S_r) + (h_p \times b_p \times \sum L_i) \right]$$

$$= 25[(0,45 \times 847.60) + (0,7 \times 0,4 \times 421.96)] = 12489.22 \text{ kN}$$

$$N_{ser}' = 36055.61 + 12489.22 = 48544.83 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{ser}'}{S_r} = 57.27 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < 150 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Condition vérifiée}$$



**7) La longueur élastique :**

La longueur élastique de la poutre est donnée par :  $L_e = \sqrt[4]{4EI/K \times b}$

**I** : inertie de la poutre :  $I = bh^3/12 = 0,0114 \text{ m}^4$  ;

**K** : Coefficient de raideur du sol  $K = 500 \text{ t/m}^3$  ;

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0,0114}{500 \times 0,4}} = 5.20 \text{ m}$$

$$L_{max} = 4.4 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 5.36 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$L_{max}$  : Portée maximale entre nues des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

**8) Évaluation des charges pour le calcul du radier :**

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{48544.83}{847.60} = 57.27 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{radier} = \gamma_{ba} \times h = 25 \times 0,45 = 11.25 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 46.02 \text{ kN/m}^2$$

Donc la charge en « m<sup>2</sup> » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 46.02 \text{ kN/m}^2$$

**VIII.3.3. Ferrailage du radier :****VIII.3.3.1 Méthode de calcul :**

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de grande portée :  $M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$
- Dans le sens de petite portée :  $M_{0y} = \mu_y \times M_x$

Tel que :

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : sont des coefficients fonction de  $\alpha$  et  $\nu$  (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU) (cours béton armé BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

- Moment en travée :  $\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_t = 0.75 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$
- Moment sur appuis :  $\begin{cases} M_a = 0.3 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_a = 0.5 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$





## VIII.3.3.2 Evaluation des charges :

$$\begin{cases} q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{49319.74}{847.60} = 58.19 \text{ kN/m}^2 \\ q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{36055.61}{847.60} = 42.54 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

## VIII.3.3.3 Calcul du ferrailage :

## 1) Détermination des efforts :

Tableau VIII.1 : Les moments fléchissant suivant les 2 sens. Les efforts à l'ELU  $\nu = 0$ 

L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	$\alpha$	Sens x				Sens-y			
			$\mu_x$	$M_0$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)	$M_a$ (kN.m)	$\mu_y$	$M_0$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)	$M_a$ (kN.m)
3,23	4.4	0,73	0,0646	39.22	29.41	19.61	0,4782	18.75	14.06	19.61

Les efforts à l'ELS  $\nu = 0,2$ 

L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	$\alpha$	Sens x				Sens-y			
			$\mu_x$	$M_0$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)	$M_a$ (kN.m)	$\mu_y$	$M_0$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)	$M_a$ (kN.m)
3,23	4.4	0,73	0,0708	31.42	23.57	15.71	0,6188	19.44	14.58	15.71

## 2) Calcul des armatures :

## 1. En travée :

• Suivant  $L_x$  :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{29.41 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,016 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

 $\beta = 0,992$  ; est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{29.41 \times 10^3}{0,992 \times 36 \times 348} = 2.37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **4T12 p.m. soit 4.52 cm<sup>2</sup>/m**, avec un espacement de 20cm.• Suivant  $L_y$  :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{14.06 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,007 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

 $\rightarrow \beta = 0,9965$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14.06 \times 10^3}{0,9965 \times 36 \times 348} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **4T10 p.m. soit 3.14 cm<sup>2</sup>/m**, avec un espacement de 20 cm.

**2. Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19.61 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,011 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

→  $\beta = 0,9945$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19.61 \times 10^3}{0,9945 \times 36 \times 348} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **4T10 p.m. soit 3.14 cm<sup>2</sup>/m**, avec un espacement de 25 cm.

**3) Condition de non fragilité :**

Pour une dalle travaillant dans les deux sens, la condition de non fragilité est la suivante :

- **Sens-y :**

$$A_y = 4.52 \text{ cm}^2 \geq A_{y \min} = 8 \times \text{épaisseur} = 3.2 \text{ cm} ; \text{ Pour Fe400 ; Condition vérifiée}$$

- **Sens-x :**

$$A_x = 4.52 \text{ cm}^2 \geq A_{x \min} = A_{y \min} \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} = 1.135 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**4) Vérification de l'espacement :**

$$\text{Dans le sens le plus sollicité : } \begin{cases} S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**VIII.3.3.4 Disposition du ferrailage :****1) Arrêt des barres :**

La longueur de scellement  $L_s$  est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct.

On a :  $f_e 400$  et  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

$$L_s = 49,3\Phi = 49,3 \times 1 = 49.3 \text{ cm}.$$

**2) Cas des charges uniformes :**

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

**2) Arrêt des barres sur appuis :**

$$3) \tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$4) \text{ La longueur de scellement droit } l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$$

5) Avec :  $\Phi$  : diamètre d'une barre.

$$6) L_s = 1 \times 400 / 4(2.84) = 35.21 \text{ cm}$$





$$L_1 = \max\left(L_s ; \frac{1}{4}\left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}}\right)L_x\right) = \max(35.21 \text{ cm} ; 64.6 \text{ cm}) = 65 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left(L_s ; \frac{L_1}{2}\right) = \max(35.21 \text{ cm} ; 32.5 \text{ cm}) = 36 \text{ cm}$$

#### 4) Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{323}{10} = 32.3 \text{ cm on adopte } 33 \text{ cm}$$

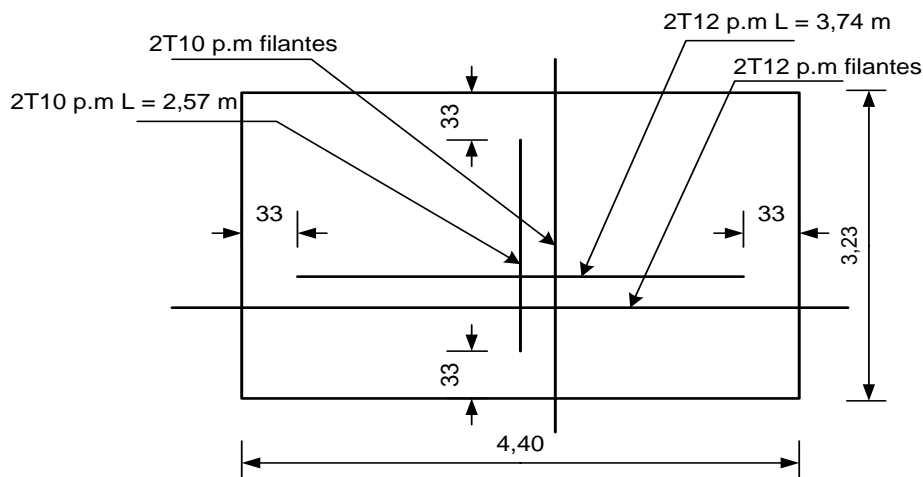


Figure VIII.2. Armatures inférieures (en travée)

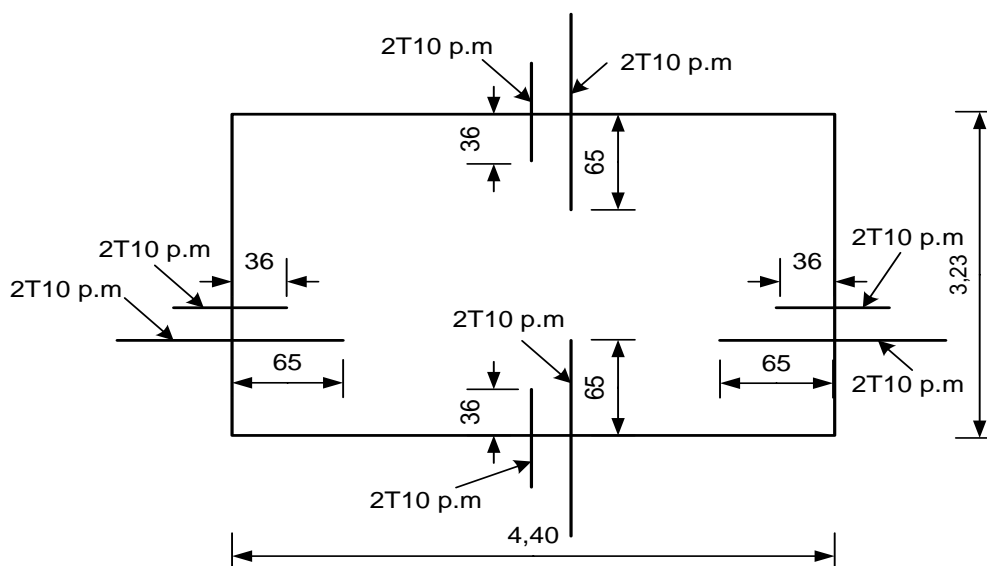


Figure VIII.3. Armatures supérieures (sur appuis)



**VIII.4.1. Ferrailage des poutres de libages :**

Le rapport  $\alpha = L_x/L_y$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

- **Sens longitudinale :**

- 1) **Calcul de Q' :**

**Q :** Elle est tirée du chargement de la poutre.

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q' = \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{L^2_{x1}}{3L^2_{y1}} \right) L_{x1} + \left( 1 - \frac{L^2_{x2}}{3L^2_{y1}} \right) L_{x2} \right] = \\ \frac{58.19}{2} \left[ \left( 1 - \frac{3,58^2}{3 \times 4.75^2} \right) 3,58 + \left( 1 - \frac{3,43^2}{3 \times 4.75^2} \right) 3,43 \right] \\ = 116.89 \text{ kN/m} \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{58.19 \times 4.75^2}{8} = 656.45 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

- 2) **Calcul du ferrailage :**

- **En travée :**

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 557.98 \text{ kN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{557.98 \times 10^3}{40 \times 63^2 \times 14,17} = 0.248 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,855 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{557.98 \times 10^3}{0,855 \times 63 \times 348} = \frac{29.77 \text{ cm}^2}{\text{ml}} \end{array} \right.$$

$$\text{On adopte : } \left\{ \begin{array}{l} 1^{ier} \text{ lit : } 3T25 \\ 2^{éme} \text{ lit : } 3T20 \rightarrow A = 30.18 \text{ cm}^2 \\ 3^{éme} \text{ lit : } 3T16 \end{array} \right.$$

- **Sur appui :**

**Tableau VIII.2 :** Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinale.

	Intermédiaire
$M_a \text{ (kN.m)}$	$= 0.4 \times M_0 = 262.58$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,117 \rightarrow 0,9375$
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	12.77
$A_{adoptée} \text{ (cm}^2\text{)}$	$3T16 + 3T20 = 15.45$







• **Sens transversal:**

1) **Calcul de Q' :**

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\begin{cases} Q' = \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 58.19 \times 3,58 = 138.88 \text{ kN/m} \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{138.88 \times 3,58^2}{8} = 222.49 \text{ kNm} \end{cases}$$

2) **Calcul du ferrailage :**

• **En travée :**

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 189.12 \text{ kN.m}$$

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{189.12 \times 10^3}{40 \times 63^2 \times 14,17} = 0,084 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,956 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{189.12 \times 10^3}{0,956 \times 63 \times 348} = 9.023 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{ier} \text{ lit : } 3T14 \\ 2^{ème} \text{ lit : } 3T14 \end{cases} \rightarrow A = 9.24 \text{ cm}^2$$

• **Sur appuis :**

**Tableau VIII. 3 :** Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.

	Intermédiaire
$M_a \text{ (kN.m)}$	$= 0.4 \times M_0 = 88.99$
$\mu \rightarrow \beta$	$0.039 \rightarrow 0,9805$
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	4.14
$A_{adoptée} \text{ (cm}^2\text{)}$	$3T12 + 3T12 = 6.78$

3) **Les vérifications :**

• **Contrainte de cisaillement :**

$$T_{\max} = 128.01 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{128.01 \times 10}{45 \times 40.5} = 0,70 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,7 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$





• **Armatures transversales :**

1 VIII.1.9.2.1-Diamètre :  $\varphi_t \leq \min (h/35 ; \varphi_1 ; b/10) = \min (20; 10; 50) = 10 \text{ mm}$   
on prend  $\varphi_t = 10 \text{ mm}$ .

VIII.1.9.3-Espacement :

$$S_t = \min \left( \frac{h}{4}, 12\varphi_1 \right) = \min (17,5; 12) = 12 \text{ cm}$$

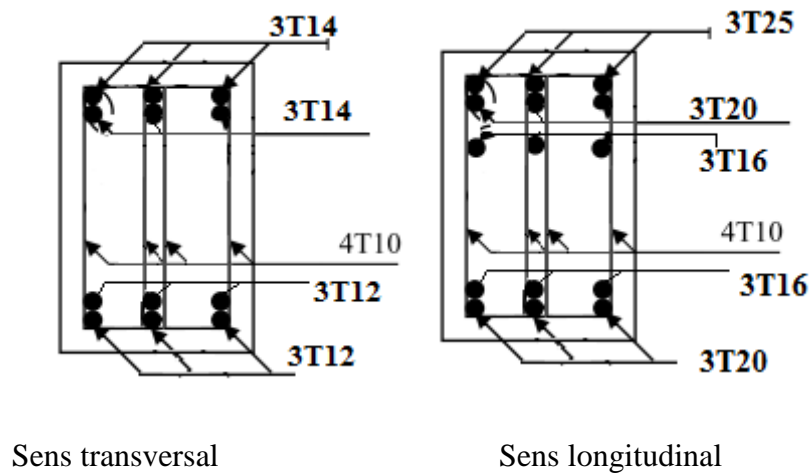
on prend  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

Donc on utilise des armatures : HA, Fe400, soit 4T10,  $A=3,14 \text{ cm}^2$ .

$$\frac{A_t \cdot f_c}{b_0 \cdot S_t} \geq \max (\tau_u / 2 ; 0,4 \text{ MPa}) = \max (0,35; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \cdot 400}{40 \cdot 15} = 2,9 > 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{conditi on vérifiée.}$$

**VIII.4.2. Schéma de ferrailage :**



**Figure VIII.3 .Ferrailage des nervures.**

