

VI.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.

VI.2 Le voile périphérique :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le RPA 99/2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur ≥ 15 cm ;
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- Un recouvrement de 40Φ pour le renforcement des angles.

On adopte $e = 20$ cm, la hauteur du voile périphérique = 3,40 m et on fait le calcul pour une bande de 1 m de largeur :

- Q : surcharge d'exploitation = 5 kN/m^2 ;
- γ : poids volumique de la terre = 17 kN/m^3 ;
- Φ : angle de frottement interne du sol = 35° ;
- Ka : coefficient de poussée des terres : $Ka = \tan^2(\pi/4 - \Phi/2)$

On a : $\beta = \lambda = 0^\circ$

$$Ka' = \frac{Ka}{\cos(\beta - \lambda)} = Ka = \tan^2(45^\circ - 17,5^\circ) = 0,271$$

VI.2.1 Calcul des charges :

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

a) Poussée des terres :

$$p_1 = Ka \times \gamma \times h = \frac{1}{2} \times 0,271 \times 1,7 \times (3,4)^2 = 1,57 \text{ t/ml}$$

b) Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$p_2 = Ka' \times q \times h = 0,271 \times 0,5 \times 3,4 = 0,46 \text{ t/ml}$$

Le diagramme des pressions correspondant à p_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $Ka' \cdot \Phi$ et la résultante p_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

c) la charge pondérée :

$$Q = 1,35p_1 + 1,5p_2 = 3,05 \text{ t/ml}$$

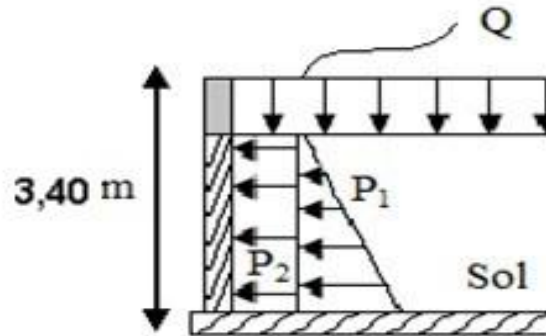


Figure VI.1 : Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique.

VIII.2.2 Calcul des sollicitations :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$\begin{cases} L_x = 3,4 - 0,35 = 3,05 \text{ m} \\ L_y = 5,4 - 0,5 = 4,9 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,64 > 0,4$$

Ce qui veut dire que la dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,64 \\ \nu = 0 \text{ (ELU)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0765 \\ \mu_y = 0,3472 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0765 \times 3,05 \times 3,05^2 = 2,54 \text{ t.m} \\ M_{0y} = 0,3472 \times 2,54 = 0,88 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{Les valeurs des moments en travées sont : } \begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 2,15 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,74 \text{ t.m} \end{cases}$$

• **Vérification :**

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Rightarrow 1,05 \text{ t.m} > 0,44 \text{ t.m}$$

VI.2.3 Calcul du ferrailage :

• **Sens x :**

$$M_{tx} = 2,15 \text{ t.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{2,15 \times 10^4}{14,17 \times 18^2 \times 100} = 0,046 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,046 \rightarrow \beta = 0,976 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,15 \times 10^4}{0,976 \times 18 \times 348} = 3,51 \text{ cm}^2$$

- **Sens-y :**

$$M_{ty} = 0,74 \text{ t.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0,74 \times 10^4}{14,17 \times 18^2 \times 100} = 0,016 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,016 \rightarrow \beta = 0,992 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,74 \times 10^4}{0,992 \times 18 \times 348} = 1,19 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

- **Sens L_y :**

D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{y \min} = 0,1\% b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{y \min} = 8h = 8 \times 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_{adoptée} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } \mathbf{5T10} \rightarrow A_{ty} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Sens L_x :**

D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{x \min} = 0,1\% b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 2 \left(\frac{3 - 0,64}{2} \right) = 2,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_{adoptée} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 3,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } \mathbf{5T10} \rightarrow A_{tx} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

VIII.2.4 Les vérifications :

a) Vérification de l'effort tranchant :

On a $\alpha = 0,64 > 0,4$ donc :

$$\begin{cases} V_x = Q_u \times \frac{L_x}{2 \left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)} = 3,05 \times \frac{3,3}{2 \left(1 + \frac{0,64}{2}\right)} = 3,81 \text{ t} \\ V_y = Q_u \times \frac{L_x}{3} \leq V_x \Rightarrow 3,05 \times \frac{3,3}{3} = 3,35 \text{ t} < V_x = 3,81 \text{ t} \end{cases}$$

$$V_x = V_{\max} = 3,81 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{db_0} = \frac{3,81 \times 10^4}{18 \times 100 \times 10^2} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ultime} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_{ultime} \Rightarrow$ La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$Avec : \begin{cases} \alpha = 0,64 \\ \nu = 0,2 \text{ (ELS)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0819 \\ \mu_y = 0,5117 \end{cases}$$

$$Q_{ser} = p_1 + p_2 = 2,03 \text{ t/ml}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0819 \times 2,03 \times 3,3 = 0,55 \text{ t.m} \\ M_{0y} = 0,5117 \times 0,55 = 0,28 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{Les valeurs des moments en travées sont : } \begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,47 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,24 \text{ t.m} \end{cases}$$

• **Sens x :**

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14 \times 100}{100 \times 18} = 0,17 \xrightarrow{\text{abaque}} K = 58,53 ; \beta = 0,932$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0,47 \times 10^4}{0,932 \times 18 \times 3,93} = 75,93 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$\sigma_s = 75,93 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$; Condition vérifiée

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{75,93}{58,53} = 1,30 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

• **Sens-y :**

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2 \times 100}{100 \times 18} = 0,11 \xrightarrow{\text{abaque}} K = 58,53 ; \beta = 0,932$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0,24 \times 10^4}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 52,15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$\sigma_s = 52,15 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$; Condition vérifiée

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{52,15}{58,53} = 0,91 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

Le voile sera ferrailé en deux nappes avec **5T10=3,93 cm²/ml** chacune et avec un Espacement **S_t=20cm**.

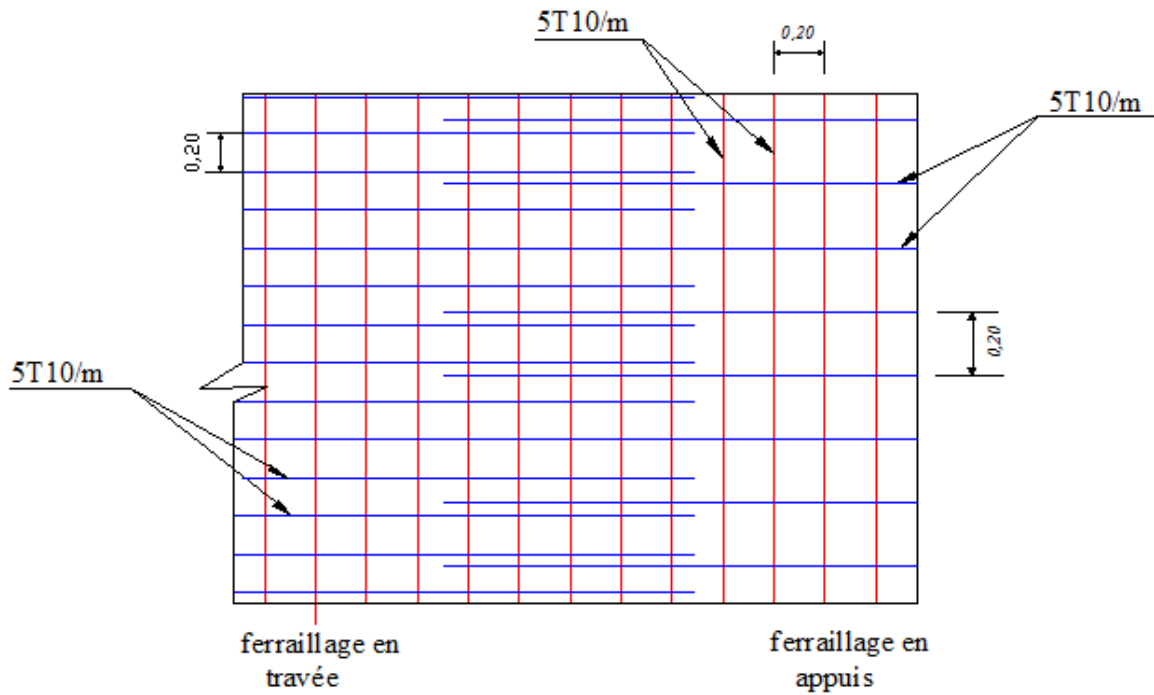


Figure VI.2.Schéma de ferrailage voile périphérique

VI.2 Calcul des fondations :

VI.2.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain destiné à recevoir l'ouvrage à une contrainte admissible de 1,50 bar à un ancrage de 2,00 m.

- Pour qu'il n'y a pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.
- 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'E.L.S $N_{ser} = G+Q$.

2- Ferrailage à l'E.L.U $N_{ul} = 1,35 G+ 1,5 Q$

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction, le dimensionnement des fondations donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former 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 ;
- Limite les tassements différentiels à une valeur acceptable.

VI.2.2. Choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend de :

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

- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 1,5 bars. Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Radier général

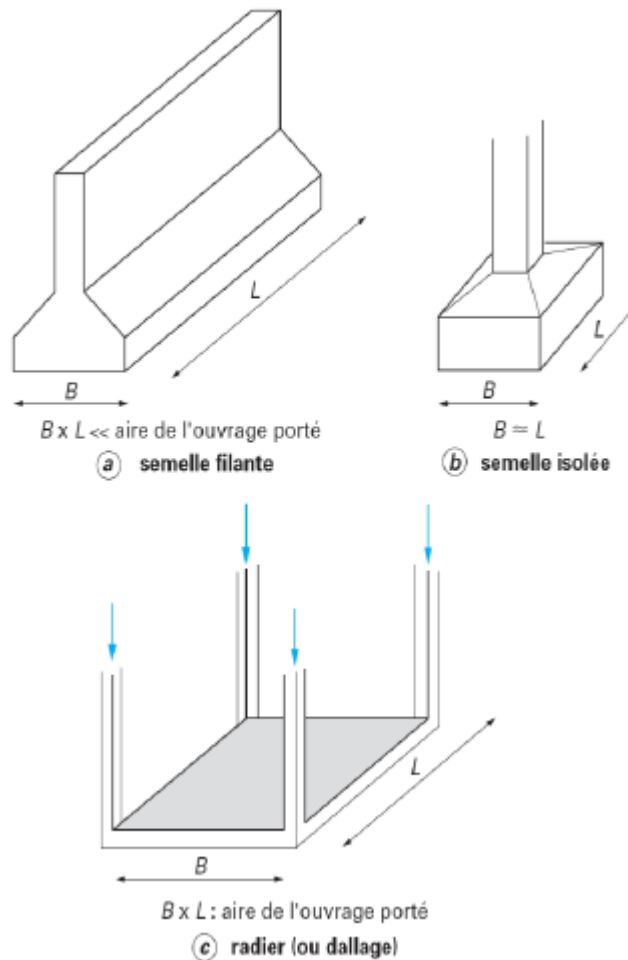


Figure VI.3 : les types des fondations.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

$$(S_s / S_b < 50 \%)$$

La surface de la semelle est donnée par : $S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec : $N = G_T + Q_T$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,5 \text{ bars} = 150 \text{ KN/ m}^2$$

- Surface totale du bâtiment : $605,18 \text{ m}^2$
 - Surface totale de la semelle : $506,1 \text{ m}^2$
- $S_s / S_b = 0,8 > 0.5$

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

En effet, cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le « **radier général** ».

VI.2.3 Définition :

Le radier est une surface d'appui continue (dalles, nervurées et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

-Calcul du radier :

- Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.
- Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

(Réaction de sol \cong poids total de la structure).

VI.2.3.1 Surface nécessaire

La surface nécessaire du radier :

Selon l'article du « RPA 99 VERSION 2003 » ; on doit multiplier la contrainte admissible du sol par coefficient de sécurité égale 1.5

Pour déterminer la surface du radier il faut vérifier que $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour } \begin{cases} N = 34924,31 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 1,5 \text{ bars} \end{cases} \quad \text{On trouve } S \geq 232,83 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nécessaire}} = 232,83 \text{ m}^2 < S_{\text{batie}} = 605,18 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

VI.2.3.2 Calcul de débordement D:

$$D \geq \text{Max} (hr / 2 ; 30 \text{ cm}). \text{ Où : } hr = 50 \text{ cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (25 ; 30 \text{ cm}).$$

On prend $D = 0.3 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est :

$$S = S_b + D \times 2 \times (X + Y)$$

S_r : Surface de radier.

S_b : Surface totale de bâtiment.

X : Longueur de bâtiment.

Y : Largeur de bâtiment

$$S' = 605,18 + 0.3 \times 2 \times (28.8 + 21,5) = 635,36 \text{ m}^2$$

Alors la surface de radier est $S_r = 635,36 \text{ m}^2$.

VI.2.3.3. Pré dimensionnement de radier

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

1^{ère} condition :

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06.f_{c28}.$$

V_u : Effort tranchant ultime : $V_u = Q.L/2$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; $L = 5,4 \text{ m}$

$$Q_u = N_u / S = 34924.31 / 635,36 = 54,97 \text{ KN/m}^2.$$

Par ml: $Q_u = 54,97.1 \text{ ml} = 54,97 \text{ KN/ml}$.

$$V_u = 54,97 \times 5,4 / 2 = 54,97 \text{ KN}$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28}.b}$$

$$d \geq \frac{54,97 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0.3665 \text{ m} = 36,65 \text{ cm}$$

2^{ème} condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad .L = 5,4\text{m}$$

$$21,6\text{cm} \leq d \leq 27 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 27 + 5 = 32\text{cm} ; \text{ on prend : } h = 40\text{cm} ; d = 35\text{cm}$$

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 60 cm, $ht = 60$

VI.2.3.4 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 :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 60\text{cm} \leq h \leq 90 \text{ cm} .$$

$$\text{On prend : } d=72 \text{ cm} ; h = 80\text{cm} ; b = 50 \text{ cm}.$$

VI.2.3.5 Vérification des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 25[0,6 \times 635,36 + 0,80 \times 0,50 \times 166,1] = 8808,8 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S : } N_{\text{ser}} = 8808,8 + 34924,31 = 43733,11 \text{ KN}.$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{43733,11}{635,36} = 68,83 \text{ KN} / \text{m}^2 = 6,88 \text{ t/m}^2 < 15 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$$

$$\text{Avec : } I : \text{Inertie de la poutre : } I = bh^3/12 = 0,6 \times (0,8)^3 / 12 = 0,0256\text{cm}^4 .$$

$$E : \text{module d'élasticité du béton, } E = 3216420 \text{ t/m}^2.$$

$$b : \text{largeur de la poutre } b=0,50\text{m}.$$

$$K : \text{coefficient de la raideur de sol } k = 500 \text{ KN/m}^3.$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,0256}{500 \times 0,5}} = 6,02\text{m}$$

$$L_{\max} = 5,4 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 6,02 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{\max} : la longueur maximale entre nœuds des poteaux.

VI.3.1 Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = 68,83 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Poids unitaire du radier :

$$\sigma_{rad} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 50 = 12,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{\max} - \sigma_{rad} = 68,83 - 12,5 = 56,33 \text{ KN/m}^2.$$

Donc la charge à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 56,33 \text{ KN/m}^2.$$

VI .3.2. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

a) 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 :

μ_x et μ_y : sont des coefficients fonction de α et ν (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU) (cours béton arme BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés 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 : $\begin{cases} M_a = 0.35 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_a = 0.5 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$

b) Calcul du ferrailage :

b-1) Détermination des efforts :

Les efforts à l'ELU $\nu = 0$

Tableau VI.1 : Les moments fléchissant suivant les 2 sens.

L _X (m)	L _Y (m)	α	Sens x				Sens y			
			μ_x	M_0 (kn.m)	M_t (Kn.m)	M_a (Kn.m)	μ_y	M_0 (Kn.m)	M_t (Kn.m)	M_a (Kn.m)
4,9	2,9	0,59	0,0794	130,42	110,85	39,12	0,3205	41,79	31,34	65,21

b-2) Calcul des armatures :

- Suivant L_x :

En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{110,85 \times 10^2}{100 \times 54^2 \times 14,17} = 0,0268 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0268 \rightarrow \beta = 0,9875 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{110,85 \times 10^2}{0,9875 \times 54 \times 348} = 5,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T14 = 6,16 cm², avec un espacement de 25 cm.

Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{39,12 \times 10^2}{100 \times 54^2 \times 14,17} = 0,0095 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,0095 \rightarrow \beta = 0,9955$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{39,12 \times 10^2}{0,9955 \times 54 \times 348} = 2,091 \text{ cm}^2/ml$$

On adopte : 4T12 = 4.52 cm², avec un espacement de 25 cm.

• **Suivant L_y :**

En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{31,34 \times 10^2}{100 \times 54^2 \times 14,17} = 0,0076 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,0076 \rightarrow \beta = 0,9975$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{31,34 \times 10^2}{0,9975 \times 54 \times 348} = 1,67 \text{ cm}^2/ml$$

On adopte : 4T12 = 4.52 cm², avec un espacement de 25 cm.

Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{65,21 \times 10^2}{100 \times 54^2 \times 14,17} = 0,0158 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,0158 \rightarrow \beta = 0,9925$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{65,21 \times 10^2}{0,9925 \times 54 \times 348} = 3,49 \text{ cm}^2/ml$$

On adopte : 4T12 = 4.52 cm², avec un espacement de 25 cm.

d) Vérification de l'espacement :

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

VI.3.3. 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

a.3) Calcul du ferrailage :

- **En travée :**

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 64,33 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{64,33 \times 10^4}{50 \times 72^2 \times 14,17} = 0,176 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,902 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{64,33 \times 10^4}{0,902 \times 72 \times 348} = 28,46 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{ier} \text{ lit : 4T20} \\ 2^{éme} \text{ lit : 4T16} \\ 3^{éme} \text{ lit : 4T16} \end{cases} \rightarrow A = 28.65 \text{ cm}^2$$

- **Sur appuis :**

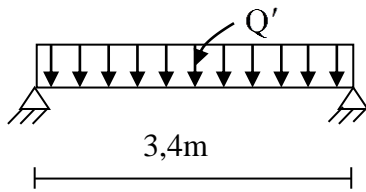
Tableau VI.2 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinal.

	Intermédiaire	Rive
$M_a \text{ (t.m)}$	$= 0.5 \times M_0 = 42,89$	$= 0.35 \times M_0 = 30,02$
$\mu \rightarrow \beta$	0,116 → 0,938	0,082 → 0,957
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	10,24	12,51
$A_{adoptée} \text{ (cm}^2\text{)}$	2X4T12 (fil) + 4T12 (chap) = 13.56	2X4T12 (fil) + 4T12 (chap) = 13.56

b) Sens transversale :**b.1) Calcul de Q' :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} Q' = \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 9,29 \times 3.4 = 20,44 \text{ t/m} \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{20,44 \times 3,4^2}{8} = 27,82 \text{ t.m} \end{array} \right.$$



b.2) Calcul du ferrailage :

- En travée :

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 20,87 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{20,87 \times 10^4}{50 \times 72^2 \times 14,17} = 0,056 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,971 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{20,87 \times 10^4}{0,971 \times 72 \times 348} = 8,58 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{\text{ier}} \text{ lit : } 4T16 \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit : } 4T16 \rightarrow A = 24,12 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{ème}} \text{ lit : } 4T16 \end{cases}$$

- Sur appuis

Tableau VI.3 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversal.

	Intermédiaire	Rive
$M_a \text{ (t.m)}$	$= 0.5 \times M_0 = 13,91$	$= 0.35 \times M_0 = 9,74$
$\mu \rightarrow \beta$	0,001 \rightarrow 0,9995	0,001 \rightarrow 0,9995
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	5,55	3,89
$A_{adoptée} \text{ (cm}^2\text{)}$	2X4T12 (fil) + 4T12 (chap) = 13.56	2X4T12 (fil) + 4T12 (chap) = 13.56

VI.3.4.1- Armature de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2 (60 - 0,1 f_e) = 40\text{cm}$

Dans notre cas $h_a = 60\text{ cm}$ (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoires lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable ; leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi ; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section $(h \times b_0) = (0,60 \times 0,50)\text{ m}^2$, on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2 (b_0 + h) [\text{cm}^2]$$

$$A_{sp} = 3 \times 2 (0,50 + 0,60) = 6,6\text{ cm}^2$$

On adopte **4T 16 Fil; A = 8,04cm²**.

VI.3.4.2- Contrainte de cisaillement :

$$T_{\max} = QL / 2 = 204,4 \times 5,4 / 2 = 551,88\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{551,88 \times 10^{-1}}{0,50 \cdot 0,72 \cdot 100} = 1,53\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,53\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Armatures transversales :

Diamètre : $\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(22,85; 20; 50) = 20\text{ mm}$
on prend $\varphi_t = 10\text{ mm}$

Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right) = \min(20; 24) = 20 \text{ cm}$$

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

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{c28})} \Rightarrow A_t \geq \frac{b(\tau_u - 0,3f_{c28})S_t}{0,8f_e}$$

$$A_t \geq \frac{50 \cdot (0,72 - 0,3 \times 2,1) 15}{0,8 \times 400} = 2,07 \text{ cm}.$$

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

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,765; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \cdot 400}{50 \cdot 15} = 1,67 > 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$