Chapitre VIII : Etude de l’infrastructure

VIII. 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, la 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 à une contrainte admissible de 1,50 bar à un ancrage de 1.50 m.

Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.

Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura d'une épaisseur de 10 cm.

Le calcul des fondations se fait comme suit :

1- Dimensionnement à l'E.L. S $N_{ser} = G + Q$.

2- Ferraillage à l'E.L.U. $N_u = 1,35\ G + 1,5\ Q$

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence des voiles dans cette construction, et la moyenne portance du sol, 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
- Éviter les tassements différentiels.

VIII.1-Définition :

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

VIII.2-Calcul du radier :

- un radier c'est une semelle unique de très grandes dimensions commun entre tous les poteaux et voiles supportant toute la construction.
- Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

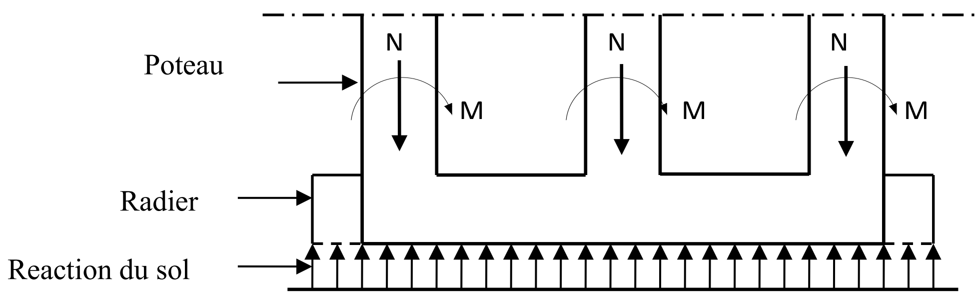


Figure VIII.1: Schéma du Radier

VIII.2.1-Pré dimensionnement du radier :

Le radier général supporte la somme des charges permanentes est charges d'exploitations dues a la Superstructure

$G_T = \sum_{i-1}^{6} G_I$ =**32026,89 KN**

$Q_T = \sum_{i-1}^{6} Q_i$ =**4486 KN**

Avec G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

a) Combinaison d'actions :

A L'E. L. U: $N_U = 1{,}35G_T + 1{,}5Q_T = \mathbf{49965{,}30\ KN}$

A L'E. L. S: $N_{Ser} = G_T + Q_T = \mathbf{36512{,}89\ KN}$

b) Surface minimale du radier :

On : a : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{36512{,}89}{1{,}5\times10^2} = 243{,}42\ m^2$

On prend un débord de 50 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $\boldsymbol{S_{radier}} = \mathbf{479{,}67}\boldsymbol{m}^2$.

VIII.2.2-Calcul de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

1er Condition :

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

Avec :

V_u : l'effort tranchant ultime ; $V_u = \frac{Q_u.L}{2}$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; **L=5,25 m**

$$Q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{49965{,}30}{479{,}67} = \mathbf{104{,}16\ KN/m^2}$$

Par une bande de 1 mètre linéaire :

$$Q_u = 104{,}16 \times \mathbf{1ml} = \mathbf{104{,}16\ KN/m}$$

$$V_u = \frac{Q_u.L}{2} = \frac{1m \times 104{,}16 \times 5{,}25}{2} = \mathbf{273{,}82\ KN}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{273{,}82 \times 10^{-3}}{0{,}06 \times 25 \times 1} = \mathbf{0{,}18m.}$$

2éme Condition :

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 21\ \text{cm} \leq d \leq 26{,}25\ \text{cm.} \\ L = 5{,}70\ \text{m} \end{cases}$$

Donc : $h \geq d + c = 25 + 5 = 30\ \text{cm}$

Soit : d=25cm, h= 30 cm

VIII.2.3-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 :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 58{,}33\ cm \leq h \leq 87{,}5\ cm$$

On prend comme dimension : $\begin{cases} \textbf{h= 60 cm, d=54 cm.} \\ \textbf{b= 40 cm.} \end{cases}$

VIII.2.4-Vérification des contraintes du sol :

On doit vérifier la de sol sous radier a L'ELS sous l'action de la superstructure ainsi son poids propre et compris les poutres de libage.

- **Poids propre du radier :**

$$\boldsymbol{G_{radier}} = \gamma_{BA}.(h_r.S_r + h_p.b_p.\sum L_i)$$

$\boldsymbol{G_{radier}} = 25.(0{,}30 \times 479{,}67 + 0{,}60 \times 0{,}40 \times 289{,}70) = \mathbf{5335{,}72\ KN.}$

$\boldsymbol{N_{ser}} = \boldsymbol{G_{radier}} + \boldsymbol{N}_{\text{ser superstructure}} = \mathbf{5335{,}72 + 36512{,}89 = 41848{,}61\ KN.}$

Donc on va vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} < 150KN/m^2$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{41848{,}61}{479{,}67} = 87{,}24KN/m^2 < 150KN/m^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{condition vérifiée.}$$

VIII.2.5 -La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

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

Avec : I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0{,}4 \times 0{,}6^3/12 = 0{,}0072m^4$.

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

b : largeur de la poutre $\mathrm{b = 0{,}40m}$.

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

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0{,}0072}{500 \times 0{,}40}} = 4{,}64m$$

$$L_{max} = 5{,}25m < \frac{\pi}{2} \times L_e = 7{,}28m \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{condition vérifiée.}$$

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

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

VIII.3-Evaluation des charges pour le calcul du radier :

VIII.3.1 Poids unitaire du radier :

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{N_{radier}} = \frac{41848{,}61}{479{,}67} = 87{,}24\ KN/m^2$$

$\mathrm{\sigma_{radier}} = \gamma_b \times \mathrm{h} = 25 \times 0{,}30 = 7{,}50\ \mathrm{KN/m^2}$

$\mathrm{Q} = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 87{,}24 - 7{,}50 = 79{,}74\ \mathrm{KN/m^2}$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferraillage du radier est de :

$\mathbf{Q = 79{,}74\ KN/m^2}$

VIII.4- Ferraillage du radier :

VIII.4.1 Ferraillage des dalles :

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferraillage des dalles on a deux cas :

1 ère cas :

Si $\alpha = L_x/L_y \geq 0{,}4$: La dalle portante suivant les deux directions.

Les moments sont donnés par :

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x . Q . L_x^2 \\ M_{oy} = \mu_y . M_{ox} \end{cases}$$

Moment en travée :

$M_t = 0{,}85M_o$………………panneau de rive.

$M_t = 0{,}75M_o$………………panneau intermédiaire.

Moment sur appuis :

$M_a = 0{,}4\ M_o$………………...appuis de rive.

$M_a = 0{,}5M_o$………………...appuis intermédiaire

2éme cas :

Si $\alpha = L_x/L_y < 0{,}4$: La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

VIII.4.2-Exemple de calcul :

$\alpha = \boldsymbol{L_x/L_y = 3{,}45/5{,}25 = 0{,}66 > 0{,}4}$

Donc La dalle porte dans les deux sens.

$$\alpha = 0{,}66 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0737 \\ \mu_y = 0{,}3753 \end{cases}$$

$M_{ox} = \mu_x . Q . L_x^2$

$M_{ox} = 0{,}0737 \times 79{,}74 \times 3{,}45^2$

$M_{ox} = \mathbf{69{,}95\ KN.m}$

$M_{oy} = \mu_y . M_{ox}$

$M_{oy} = 0{,}3753 \times 69{,}95$

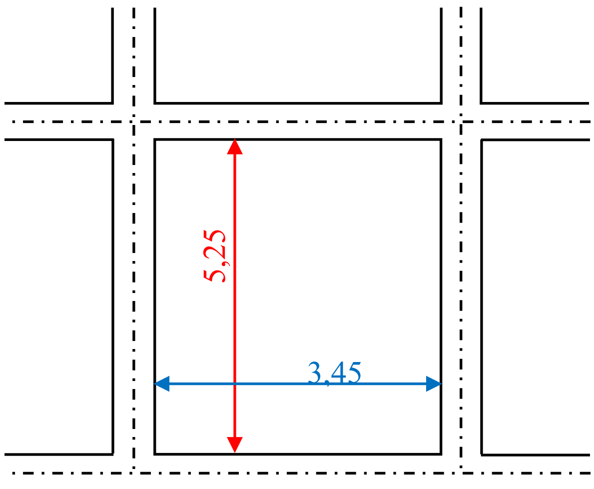


Figure VIII.2: Schéma du panneau le plus défavorable

$M_{oy} = \mathbf{26,25\ KN.m}$

En travée :

- **Sens x :**

$M_{tx} = 0{,}75M_{ox} = 0{,}75 \times 69{,}95 = 52{,}46KN.m$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{52{,}46 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14{,}17} = 0{,}06 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0{,}06 \Rightarrow \beta = 0{,}969$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{52{,}46 \times 10^3}{0{,}969 \times 25 \times 348} = 6{,}22\ cm^2$$

On adopte : **5T14 / ml, A = 7,70 cm²/ml, St =20 cm**

- **Sens y :**

$M_{ty} = 0{,}85M_{oy} = 0{,}85 \times 26{,}25 = 22{,}31KN.m$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{22{,}31 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14{,}17} = 0{,}025 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0{,}025 \Rightarrow \beta = 0{,}9875$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{22{,}31 \times 10^3}{0{,}9875 \times 25 \times 348} = 2{,}60\ cm^2$$

On adopte :**5T12 / ml, A = 5,65 cm²/ml, St =20 cm**

Sur appui :

- **Sens x :**

a) Appui intermédiaire :

$M_{a\ inter} = 0{,}5M_{ox} = 0{,}5 \times 69{,}95 = 34{,}98KN.m$

$$\mu = \frac{M_{a\ inter}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{34{,}98 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14{,}17} = 0{,}039 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0{,}039 \Rightarrow \beta = 0{,}9805$

$$A_s = \frac{M_{a\ inter}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{34{,}98 \times 10^3}{0{,}9805 \times 25 \times 348} = 4{,}10cm^2$$

On adopte :**4T12 / ml, A = 4,52 cm²/ml, St =25 cm**

➢ **Sens y :**

a) Appui de rive :

$M_{a\,rive} = 0{,}3M_{oy} = 0{,}3 \times 26{,}25 = 7{,}87KN.m$

$$\mu = \frac{M_{a\,rive}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{7{,}87 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14{,}17} = 0{,}008 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0{,}008 \Rightarrow \beta = 0{,}996$

$$A_s = \frac{M_{a\,rive}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{7{,}87 \times 10^3}{0{,}996 \times 25 \times 348} = 0{,}91cm^2$$

On adopte :**4T12 / ml, A = 4,52 cm²/ml, St =25 cm**

b) Appui intermédiaire :

$M_{a\,inter} = 0{,}5M_{oy} = 0{,}5 \times 26{,}25 = 13{,}12KN.m$

$$\mu = \frac{M_{a\,inter}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{13{,}12 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14{,}17} = 0{,}015 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0{,}015 \Rightarrow \beta = 0{,}9925$

$$A_s = \frac{M_{a\,inter}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{13{,}12 \times 10^3}{0{,}9925 \times 25 \times 348} = 1{,}52cm^2$$

On adopte :**4T12 / ml, A = 4,52 cm²/ml, St =25 cm**

VIII.4.3-Vérification de l'espacement :

Dans le sens le plus sollicité : **St ≤ min [3h ;33 cm]**

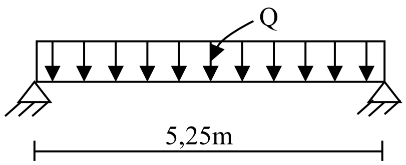
St = 25 cm ≤ 33 cm ……………………………………………………………...condition vérifiée

VIII.5-Ferraillage des poutres de libages :

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0{,}4$ pour tous les panneaux constituants le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferraillage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a- Sens longitudinal (Y) :

$L_{max} = 5{,}25$ m



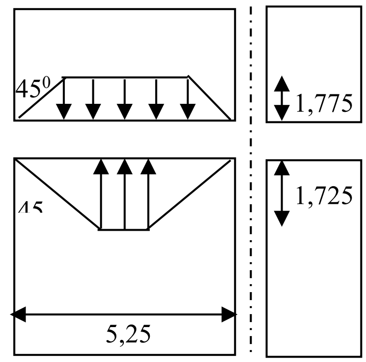


Figure VIII.3: Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture.

- **Calcul de Q' :**

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

$$Q' = \frac{Q}{2}\left[\left(1-\frac{L_{x1}^2}{3.L_{y1}^2}\right).L_{x1}+\left(1-\frac{L_{x2}^2}{L_{y1}^2}\right).L_{x2}\right]$$

Avec :

L_{x1}= 3,45 m

L_{y1}= 5,25 m

L_{x2} = 3,15 m

Q = 79,74 KN/m^2

Donc :

$$Q' = \frac{79{,}74}{2}\left[\left(1-\frac{3{,}45^2}{3\times 5{,}25^2}\right)3{,}45+\left(1-\frac{3{,}15^2}{5{,}25^2}\right)3{,}15\right] = 198{,}00KN/m^2$$

$$M_0 = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{198{,}00\times 5{,}25^2}{8} = 682{,}17KN.m$$

a.1- Calcul du ferraillage :

- **En travée :**

$M_t = 0{,}85M_0 = 0{,}85 \times 682{,}17 = 579{,}84KN.m$; $b = 40cm$; $h = 60cm$; $d = 54cm$.

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{579{,}84 \times 10^3}{40\times 54^2\times 14{,}17} = 0{,}35 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0{,}35 \Rightarrow \beta = 0{,}9825$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{579{,}84\times 10^3}{0{,}9825\times 54\times 348} = 31{,}40cm^2$$

On adopte : $\begin{cases} 1^{er} & lit\ 4T20 \\ 2^{éme} & lit\ 4T20 \\ 3^{éme} & lit\ 4T16 \end{cases}$ $A = 33{,}18\text{cm}^2$

➢ **Sur appui :**

- **Appui intermédiaire :**

$\mathrm{M_{a\ inter}} = 0{,}5\mathrm{M_0} = 0{,}5 \times 682{,}17 = 341{,}08KN.m\ ; b = 40cm\ ; h = 60cm\ ; d = 54cm\ .$

$$\mu = \frac{\mathrm{M_{a\ inter}}}{\mathrm{b.d^2.f_{bc}}} = \frac{341{,}08 \times 10^3}{40 \times 54^2 \times 14{,}17} = 0{,}21 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0{,}21 \Rightarrow \beta = 0{,}8865$

$$\mathrm{A_s} = \frac{\mathrm{M_{a\ inter}}}{\beta.\mathrm{d}.\sigma_s} = \frac{341{,}08 \times 10^3}{0{,}8865 \times 54 \times 348} = 10{,}47\text{cm}^2$$

On adopte : **(4T20) Fil + (4T20) chap. ; A = 25,14 cm².**

- **Appius de rive:**

$\mathrm{M_{a\ rive}} = 0{,}2\mathrm{M_0} = 0{,}2 \times 682{,}17 = 136{,}43KN.m\ ; b = 40cm\ ; h = 60cm\ ; d = 54cm\ .$

$$\mu = \frac{\mathrm{M_{a\ rive}}}{\mathrm{b.d^2.f_{bc}}} = \frac{136{,}43 \times 10^3}{40 \times 54^2 \times 14{,}17} = 0{,}08 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0{,}08 \Rightarrow \beta = 0{,}958$

$$\mathrm{A_s} = \frac{\mathrm{M_{a\ inter}}}{\beta.\mathrm{d}.\sigma_s} = \frac{136{,}43 \times 10^3}{0{,}958 \times 54 \times 348} = 7{,}57\text{cm}^2$$

On adopte : **(4T20) ; A = 12,57 cm².**

b. Sens transversal(x)

$L_{max} = 3{,}45$

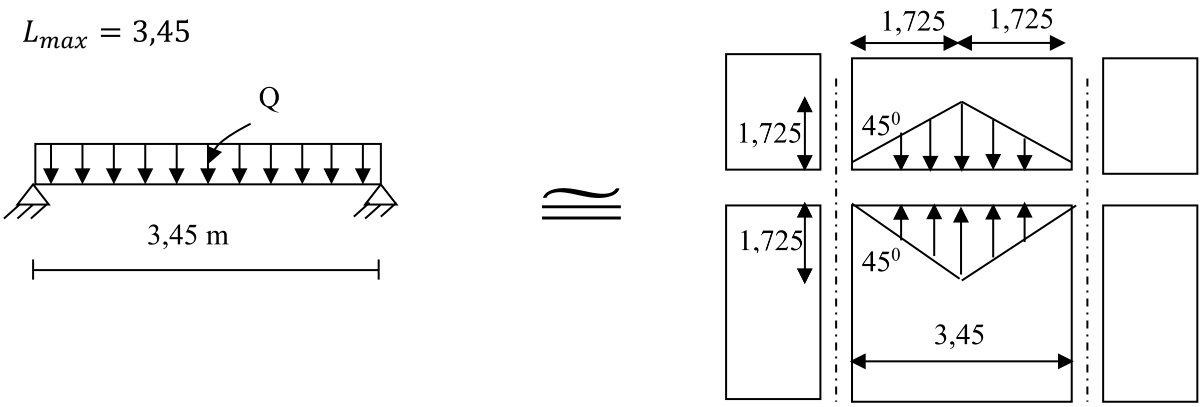


Figure VIII. 4: Répartition des charges sur les poutres selon

Les lignes de rupture.

- **Calcul de Q' :**

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

$Q' = \frac{2}{3}.Q.Lx_1$

Tel que :

$Q = 6{,}26$ t/m²

$Lx_1 = 3{,}20$ m

$\boldsymbol{Q'} = \frac{2}{3}79{,}74 \times 3{,}45 = 170{,}11\ KN/m$

$M_0 = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{170{,}11 \times 3{,}45^2}{8} = 253{,}09KN.m$

a.1- Calcul du ferraillage :

- **En travée :**

$M_t = 0{,}75M_0 = 0{,}75\ \times 253{,}09 = 189{,}82KN.m\ ; b = 40cm\ ; h = 60cm\ ; d = 54cm\ .$

$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{189{,}82\ \times\ 10^3}{40 \times 54^2 \times 14{,}17} = 0{,}11 < \mu_l = 0{,}392\ \rightarrow\ A'_s = 0$

$\mu = 0{,}11 \Rightarrow \beta = 0{,}942$

$A_s = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{189{,}82 \times 10^3}{0{,}942 \times 54 \times 348} = \ 10{,}72cm^2$

On adopte : **(4T14) Fil + (4T14) chap ; A = 12,32 cm².**

- **Sur appui :**

  - **Appui intermédiaire :**

$M_{a\,inter} = 0{,}5M_0 = 0{,}5\ \times 253{,}09 = 126{,}54KN.m\ ; b = 40cm\ ; h = 60cm\ ; d = 54cm\ .$

$\mu = \frac{M_{a\,inter}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{126{,}54\ \times\ 10^3}{40 \times 54^2 \times 14{,}17} = 0{,}076 < \mu_l = 0{,}392\ \rightarrow\ A'_s = 0$

$\mu = 0{,}076 \Rightarrow \beta = 0{,}960$

$A_s = \frac{M_{a\,inter}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{126{,}54 \times 10^3}{0{,}960 \times 54 \times 348} = \ 7{,}01cm^2$

On adopte : **(4T16) ; A = 8,04 cm².**

  - **Appuis de rive :**

$M_{a\,rive} = 0{,}2M_0 = 0{,}2\ \times 253{,}09 = 50{,}62KN.m\ ; b = 40cm\ ; h = 60cm\ ; d = 54cm\ .$

$$\mu = \frac{M_{a\,rive}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{50,62 \times 10^3}{40 \times 54^2 \times 14,17} = 0,03 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A_s' = 0$$

$\mu = 0,03 \Rightarrow \beta = 0,985$

$$A_s = \frac{M_{a\,rive}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{50,62 \times 10^3}{0,985 \times 54 \times 348} = 2,73\text{cm}^2$$

On adopte : **(4T16) ; A = 8,04 cm².**

c.Armature de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre $h_a < 2(80 - 0,1f_e) = 80\ cm$

Dans notre cas ha=60 cm vue qu’il n’est pas nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau).

VIII.6-Contrainte de cisaillement :

- **Calcule de l’effort tranchant :**

a) Sens longitudinal:

$$T = \frac{Q}{2}\left[\left(1 - \frac{L_{x1}}{2L_y}\right).L_{x1} + \left(1 - \frac{L_{x2}}{2L_y}\right).L_{x2}\right] = \frac{79,74}{2}\left[\left(1 - \frac{3,45}{2 \times 5,25}\right)3,45 + \left(1 - \frac{3,15}{2 \times 5,25}\right).3,15\right]$$
$$= 180,27KN.$$

b) Sens transversal :

$$T = \frac{Q}{2}L_{x1} = \frac{79,74}{2}3,45 = 137,55KN$$

$\boldsymbol{T_{max} = 180,27\ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{180,27 \times 10^{-3}}{0,40 \times 0,54} = 0,83\ MPa$$

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

$\tau_u = 0,83\ MPa < \overline{\tau_u} = 2,50\ MPa$ …………………………………. Condition vérifée

VIII.7-Armatures transversales :

a) Diamètre :

$\varphi_t \leq \min(h/35\,; \varphi_l; b/10) = \min(17,14mm\,; 16mm\,; 40mm) = 16mm$

On prend : $\varphi_t = 12\ mm$

b) Espacement :

$$S_t \leq min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) = min(15mm; 19,20mm) = 15mm$$

On prend : $S_t = 15\ mm$

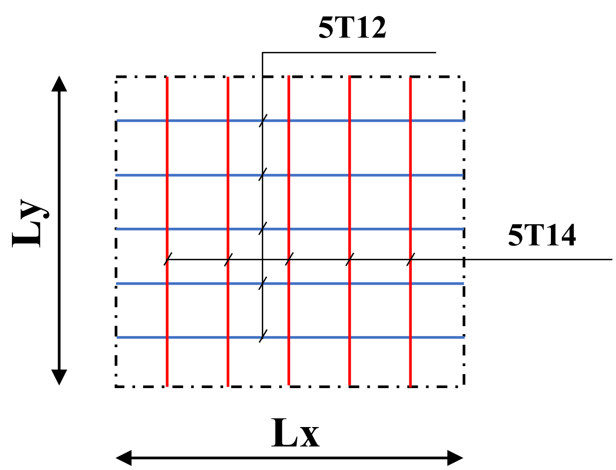
$$S_t \leq \frac{0,8.A_t.f_e}{b(\tau_u - 0.3f_{c28})} \rightarrow f_e \geq \frac{b(\tau_u - 0.3f_{c28})S_t}{0,8.A_t}$$

$$f_e \geq \frac{40(0,83 - 0.3 \times 2,1)15}{0,8 \times 4,52} = 33,18\ MPa$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit **4T12, A=4,52cm²/m.**

$$\frac{A_t.f_e}{b_0.S_t} \geq max(\tau_u/2\,; 0,4\ MPa) = \max(0,42\,; 04) = 0,42\ MPa$$

$$\frac{4,52 \times 400}{40 \times 15} = 3,01MPa\ > 0,42\ MP \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots.\text{condition vérifiée}$$



Figures VIII.5 : Disposition des armatures dans le radier par mètre linéaire

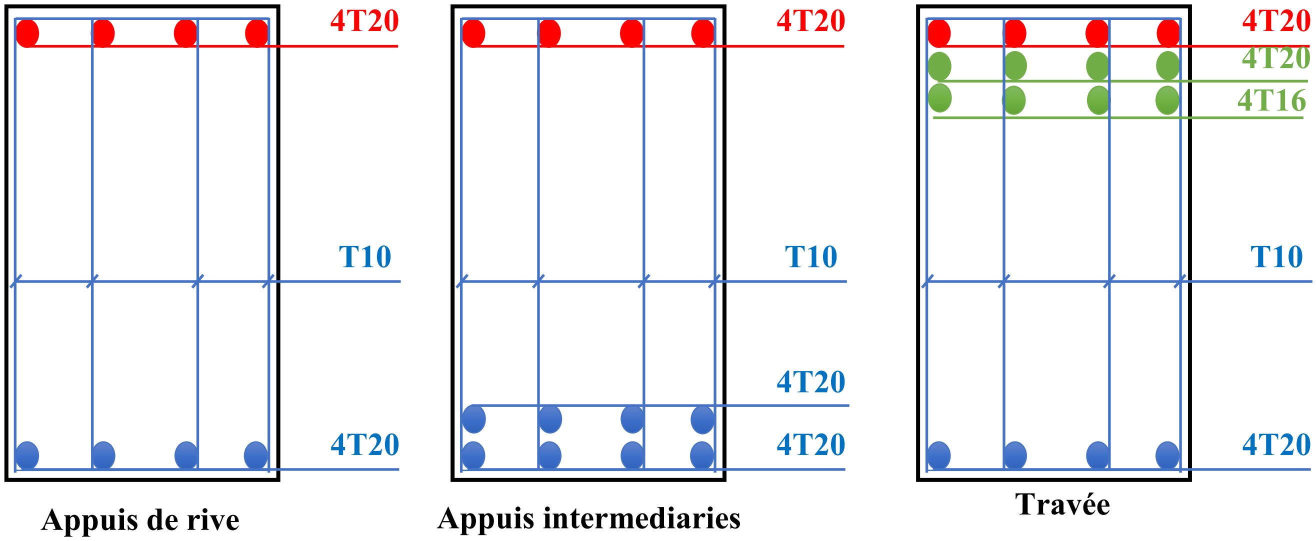


Figure VIII.6 : Ferraillage de la poutre de libage (sens longitudinal)

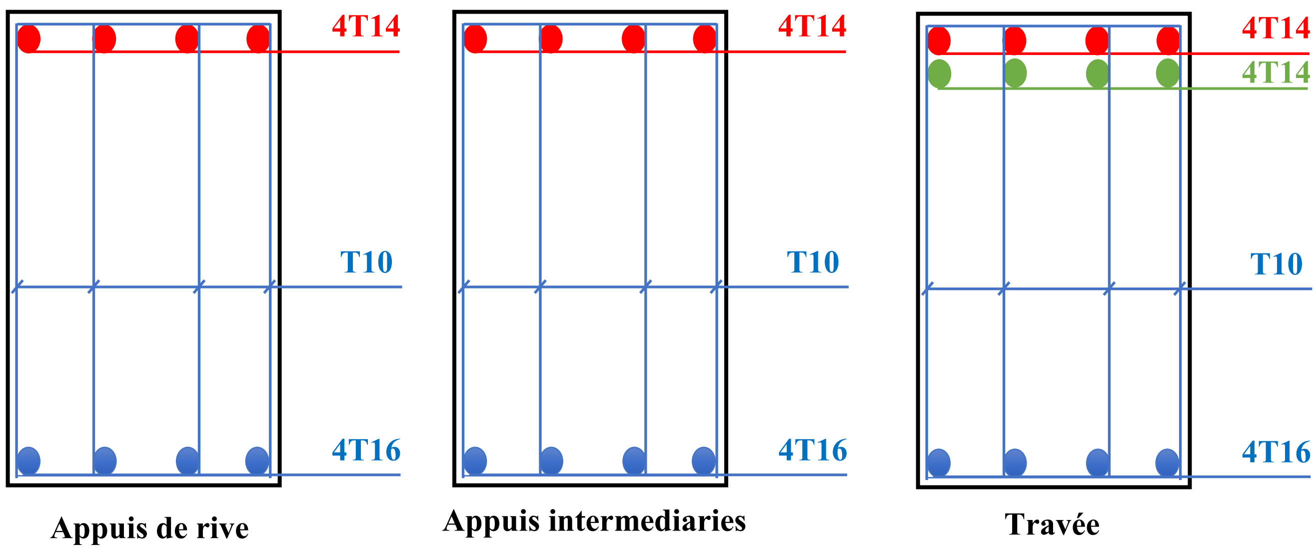


Figure VIII.7 : Ferraillage de la poutre de libage (sens Transversale)