

IX-1-Calcul du voile périphérique :IX-1-1- Introduction :

Le voile périphérique est un organe enterré clôture le périphérique souterrain d'un ouvrage ; mais on doit séparer entre voile périphérique dans le cas d'un dallage sur terre-plein et le cas d'un étage sous-sol.

Le 1^{er} cas le voile est stable sous l'action de poussé de terre extérieure et butée de remblais compacte sous dallage.

Le 2^{eme} cas c'est le cas d'un mur de soutènement parce que la poussé de terre est exercer d'une seul cotée, c'est le cas de notre projet

On peut le considéré le voile périphérique comme un comme un panneau de dalle encastré aux poteaux de sous-sol soumis à une pression trapézoïdale

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 R.P.A 99 (version 2003), le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur $\geq 15\text{cm}$.

-Les armatures sont constituées de deux nappes.

-Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

- Q : Surcharge d'exploitation $Q = 5,00\text{KN/m}^2$.

- γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 17\text{KN/m}^3$.

- φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$.

- K_a : Coefficient de poussée des terres $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$.

$K_a' = K_a / \cos(\beta - \lambda)$ avec $(\beta = \lambda = 0^\circ)$

$K_a' = K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) = \text{tg}^2(27,5^\circ) = 0,271$

$K_a' = K_a = 0,271$.

IX-1-2- le Dimensionnement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003); l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15cm. On adopte : $ep = 20\text{cm}$.

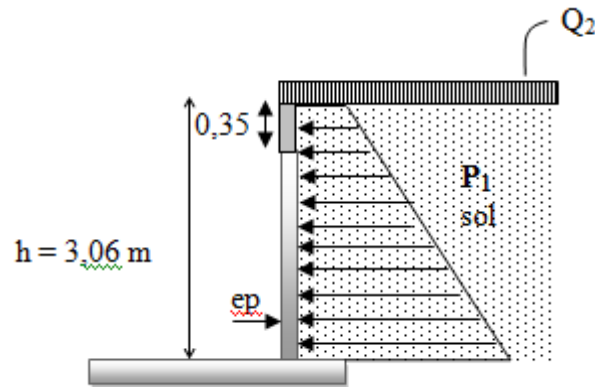
IX-1-3-Calcul des charges :

Figure IX.1.Schéma de voile périphérique.

a- Poussée des terres :

$$p_1 = \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma \cdot h \text{ avec : } \begin{cases} P_1 : \text{poussée des terres.} \\ \gamma : \text{poids spécifique des terres} \\ h : \text{hauteur du voile.} \end{cases}$$

$$p_1 = \frac{1}{2} \cdot 0,271 \cdot 1,72 \cdot 7,71 = 0,62 \text{ t/m}^2$$

b- Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$p_2 = K'_a \cdot q = 0,271 \cdot 0,50 = 0,1355 \text{ t/m}^2.$$

Le diagramme des pressions correspondant à P_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K'_a \cdot q$, et la résultante P_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

C - La charge pondérée :

$$Q_u = 1,35P_1 + 1,5 P_2 = 1,35 \times 0,62 + 1,5 \times 0,1355 = 1,04 \text{ t/m}^2.$$

$$Q_u = 1,04 \text{ t/ml.} \quad (\text{Pour une bande de 1 m largeur})$$

IX-1-4-Calcul du ferrailage :

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

$$L_x = 3,06 - 0,35 = 2,71 \text{ m.}$$

$$L_y = 3,5 - 0,50 = 3,00 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,71}{3,00} = 0,90 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$M_{ox} = \mu_x q L_x^2$$

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

$$\text{avec : } \begin{cases} \alpha = 0,90 \\ \nu = 0(\text{E.L.U}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 0,0456 \cdot 1,04 \cdot (2,71)^2 = 0,34 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = 0,7834 \cdot 0,34 = 0,27 \text{ t.m}$$

Les valeurs des moments en travée sont :

$$M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 0,29 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{oy} = 0,23 \text{ t.m}$$

Sens x :

$$M_{tx} = 0,29 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,29 \cdot 10^4}{100(18)^2 \cdot 14,17} = 0,006 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,006 \rightarrow \beta = 0,997.$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,29 \cdot 10^4}{0,997 \times 18 \times 348} = 0,46 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Sens-y :

$$M_{ty} = 0,23 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,23 \cdot 10^4}{100(18)^2 \cdot 14,17} = 0,005 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,005 \rightarrow \beta = 0,9975$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,23 \cdot 10^4}{0,9975 \times 18 \times 348} = 0,36 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Condition de non fragilité :**Sens y :**

D'après R.P.A 99 (version 2003) :

$$A_{y \min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2,00 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

Et d'après B.A.E.L.91.

$$A_{y \min} = 8h_0 = 8 \cdot 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adoptée}} = \max \left\{ A_{\text{calculée}} , A_{\min \text{ R.P.A2003}} , A_{\min \text{ B.A.E.L91}} \right\}.$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max\{0,46; 2,00; 1,6\}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

On prend : **5T10/mL** soit une section de **3,93cm²/ml** et un espacement de **20cm**.

Sens x :

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

$$A_{x \min} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

D'après B.A.E.L.91, on à :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,6 \left(\frac{3 - 0,90}{2} \right) = 1,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{donc: } A_{\text{adoptée}} = \max\{0,36; 2,00; 1,05\}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

On prend : **5T10/mL** soit une section de **3,93cm²/ml** et un espacement de **20cm**.

-Les vérifications :**a-Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{\max} = q \cdot \frac{l_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 1,04 \cdot \frac{2,71}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{0,90}{2}} = 0,97t$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_o d} = \frac{0,97 \cdot 10^4}{100 \cdot 18 \cdot 10^2} = 0,053 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{u \text{ limi}} = 0,07 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,07 \cdot 25 / 1,5 = 1,17 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{u \text{ limi}} = 1,17 > \tau_u = 0,053 \text{ MPa.} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

2- la dalle est bétonnée sans reprise.

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b- Vérification des contraintes à L'E.L.S :

$$q_{\text{ser}} = p_1 + p_2 = 0,62 + 0,1355 = 0,76 \text{ t/ml.}$$

$$M_{\text{ox}} = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot L_x^2 = 0,25 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{oy}} = \mu_y \cdot M_{\text{ox}} = 0,195 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{tx}} = 0,21 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{ty}} = 0,16 \text{ t.m}$$

Sens x :

$$M_{\text{ser}} = 0,21 \text{ t.m}$$

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3,93 \cdot 100}{100 \cdot 18} = 0,21$$

abaque $\rightarrow K = 52,57 ; \beta = 0,926.$

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{ser}}}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{0,21 \cdot 10^4}{0,926 \cdot 18 \cdot 3,93} = 65,50 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{c28}}\right) \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \cdot 21}\right) = \min(266,67; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 65,50 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{65,50}{52,57} = 1,24 \text{ MPa.}$$

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

$\sigma_{bc} = 1,24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Donc Les armatures à L'.E.L.U.R conviennent.

$$M_{ser} = 0,16 \text{ t.m}$$

$$A_s = 3,93\text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{3,93.100}{100.18} = 0,218$$

d'ou $k = 51,67$; $\beta = 0,925$.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta.d.A_s} = \frac{0,16.10^4}{0,925.18.3,93} = 24,45 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 24,45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}..... \text{condition vérifiée.}$$

$$\tau_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{24,45}{51,67} = 0,47 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}..... \text{condition vérifiée}$$

Donc Les armatures à L'.E.L.U.R conviennent.

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

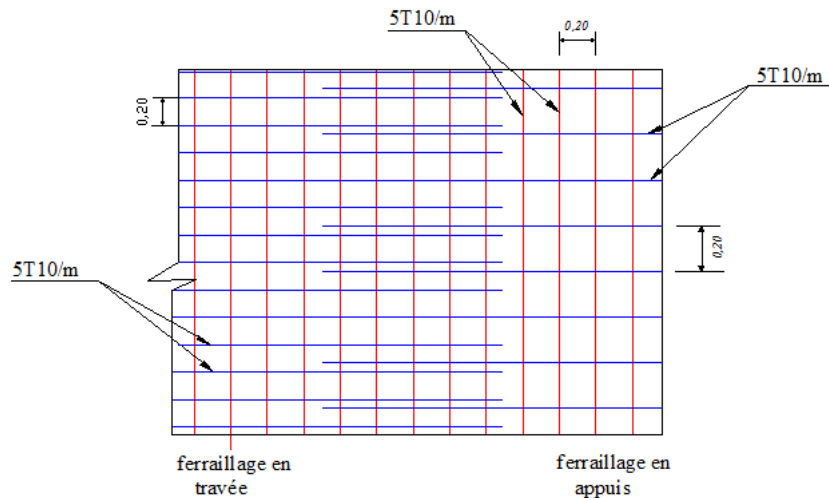


Figure IX.2.Schéma de ferrillagevoile périphérique

IX-2-Etude 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. D'après le rapport du sol notre terrain a une contrainte admissible de 1,5 bar à un ancrage de 3 m.

- Pour qu'il n'y a pas 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'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 raison économique ;
- La facilité de réalisation.

Poids supporté par le radier.

Superstructure G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^{10} G_i = 4151.19t.$$

$$Q_i = \sum_{i=1}^{10} Q_i = 732.4t$$

IX-2-1-Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 1,5 bar, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes ;
- Radier général.

Commençant par la semelle filante, pour cela on procède à une première vérification qui est : la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\left(S_{semelle} / S_{bâtiment} < 50\% \right).$$

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

Avec :

S : la surface totale de la semelle

$$\sigma_{sol} = 25 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{cases} N_u = 6702.70 \text{ t} \Rightarrow S = 268.10 \text{ m}^2 \\ N_{ser} = 4883.59 \text{ t} \Rightarrow S = 195.34 \text{ m}^2 \end{cases}$$

IX-2-2-Vérification du chevauchement :

La surface du bâtiment est de : $S = 175 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = 72\% > 50\% ; \text{Condition non vérifiée}$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été opter comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution ;

IX-2-3-Définition du radier :

Le radier est une semelle de très grande dimension supportant toute la construction et qui a 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 de 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 ;
- Eviter les tassements différentiels.

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

IX-2-4-Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a) Condition forfaitaire :

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 14.8 \text{ cm} \leq d \leq 18.5 \text{ cm} \dots \dots \dots (1) \\ L = 3.70 \text{ m} \end{cases}$$

b) Condition de cisaillement :

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

Avec ; **V_u** : l'effort tranchant ultime d'une bande de un mètre linéaire.

$$V_u = \frac{Qu \times L}{2} = \frac{1m \cdot (Nu/s) \cdot L}{2} = \frac{1 \cdot (6702.70/270) \cdot 3,70}{2} = 45.92 \text{ t}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{59.74 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0.30m \dots \dots \dots (02)$$

De (01) et (02) on a $d \geq 0.39m$

Donc : $h \geq d+c = 30+5=35cm$

Soit : d=45 cm , h= 50 cm

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 50 cm, $h_t = 50 \text{ cm}$

c) Calcul du débordement :

$$D \geq \max \left\{ \frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right\} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } D = 50 \text{ cm}$$

Et de ce fait, la surface du radier est : $S_r = 311 \text{ m}^2$

d) 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 :

$$\left\{ \frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 41.11 \text{ cm} \leq h \leq 61.11 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } h = 60 \text{ cm} ; d = 54 \text{ cm} ; b = 35 \text{ cm} \right.$$

L : la longueur maximal d'une poutre de libage, $L = 3.70 \text{ m}$

e) Vérification des contraintes du sol sous la charge vertical :

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 :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b \left[(h_r \times S_r) + (h_p \times b_p \times \sum L_i) \right] = 2,5 [(0,50 \times 311) + (0,6 \times 0,35 \times 201)] = 494.28t$$

$$N_{ser} = 494.28 + 4883.59 = 5377.87t$$

$$\frac{N_{ser}}{S_r} = 17.29 \frac{Kn}{m^2} < 25 \frac{Kn}{m^2}; \text{Condition vérifiée}$$

f) 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 : $I = bh^3/12 = 0,0063 m^4$;

K : Coefficient de raideur du sol $K = 500 t/m^3$;

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0,0063}{500 \times 0,3}} = 4.82 m$$

$$L_{max} = 3.7 m < \frac{\pi}{2} \times L_e = 7.27 m ; \text{Condition vérifiée}$$

L_{max} : Longueur maximale entre nues des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

g) Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{5396.44}{311} = 17.29 t/m^2 \\ \sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 2.5 \times 0.5 = 1.25 t/m^2 \end{cases} \Rightarrow Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 16.04 t/m^2$$

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

$$Q = 15.31 t/m^2$$

IX-2-5-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 encastrés 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 : $\begin{cases} M_a = 0.35 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_a = 0.5 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$

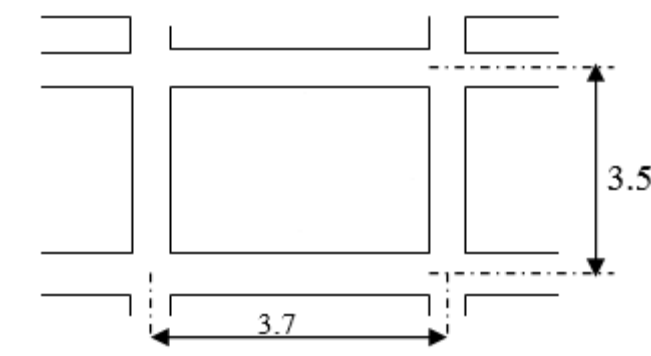
b) Calcul du ferrailage :

b-1) Détermination des efforts :

Les efforts à l'ELU $\nu = 0$

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

L _x (m)	L _y (m)	α	Sens x				Sens y			
			μ_x	M ₀ (t.m)	M _t (t.m)	M _a (t.m)	μ_y	M ₀ (t.m)	M _t (t.m)	M _a (t.m)
3.5	3.7	0,95	0,041	8.05	6.03	4.02	0,887	7.15	3.45	2.29



b-2) Calcul des armatures :

- **Suivant L_x :**

En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6.03 \times 10^4}{100 \times 45^2 \times 14,17} = 0,021 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,021 \rightarrow \beta = 0,9895$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.03 \times 10^4}{0,9895 \times 45 \times 348} = 5.19 \text{ cm}^2/ml$$

On adopte : 5T12 = 5.65 cm², avec un espacement de 20 cm.

Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4.02 \times 10^4}{100 \times 45^2 \times 14,17} = 0,014 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4.02 \times 10^4}{0,993 \times 45 \times 348} = 3.58 \text{ cm}^2/ml$$

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

- **Suivant L_y :**

En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5.36 \times 10^4}{100 \times 45^2 \times 14,17} = 0,018 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,018 \rightarrow \beta = 0,991$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.36 \times 10^4}{0,991 \times 45 \times 348} = 3.45 \text{ cm}^2/ml$$

On adopte : 5T12 = 5.65 cm², avec un espacement de 20 cm.

Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3.58 \times 10^4}{100 \times 45^2 \times 14,17} = 0,012 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,012 \rightarrow \beta = 0,994$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.58 \times 10^4}{0,994 \times 45 \times 348} = 2.29 \text{ cm}^2/ml$$

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

IX-2-6-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.

a) Sens longitudinale :

a-1) Détermination des chargements :

Poids propre p_p : $P_p = \gamma \cdot h \cdot b = 2,5 \times 0,6 \times 0,35 = 0.525 \text{ t/m}$

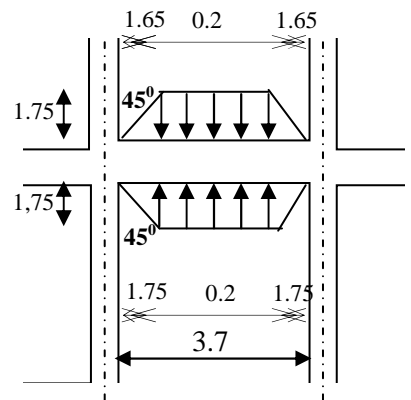
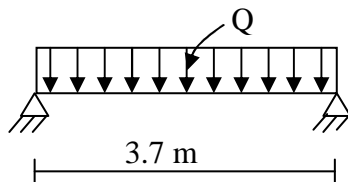
$Q = 15.31 \text{ t/m}^2$

-Calcul de q_u :

$q_u = \sigma_{rad} - p_p = 15.31 - 0.525 = 14.78 \text{ t/ml}$

a-2) Calcul de Q' : C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) \cdot Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) \cdot Lx_2 \right]$$



Avec : $Lx_1 = 3,5m$

$Ly_1 = 3,7m$

$Lx_2 = 3,5m$

$Q = 14.78 \text{ t/m}^2$

Q : Elle est tirée du chargement de la poutre.

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

$$\left\{ \begin{aligned} Q' &= \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{L^2_{x1}}{3L^2_{y1}} \right) L_{x1} + \left(1 - \frac{L^2_{x2}}{3L^2_{y1}} \right) L_{x2} \right] = \frac{14.78}{2} \left[\left(1 - \frac{3.5^2}{3 \times 3.7^2} \right) 3.5 + \left(1 - \frac{3.5^2}{3 \times 3.7^2} \right) 3.5 \right] \\ &= 36.30 \text{ t/m} \\ M_0 &= \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{36.30 \times 3,7^2}{8} = 62.11 \text{ t.m} \end{aligned} \right.$$

a.3) Calcul du ferrailage :

- **En travée :**

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 46.58 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \mu &= \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{46.58 \times 10^4}{35 \times 60^2 \times 14,17} = 0,260 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,846 \\ A_s &= \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{46.58 \times 10^4}{0,846 \times 60 \times 348} = 26.36 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{aligned} \right.$$

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

- **Sur appuis :**

Tableau IX.2 Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinale.

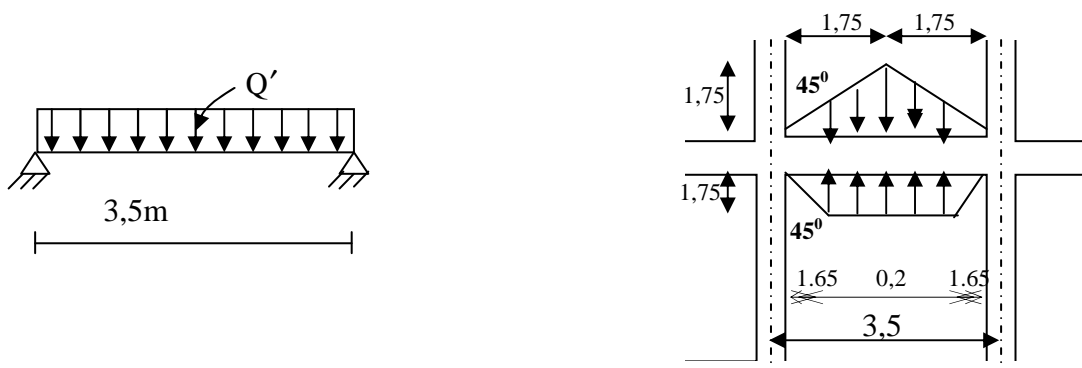
	Intermédiaire	Rive
$M_a \text{ (t.m)}$	$= 0.5 \times M_0 = 31.06$	$= 0.35 \times M_0 = 21.73$
$\mu \rightarrow \beta$	0,173 → 0,9045	0,121 → 0,9355
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	19.73	11.12
$A_{adoptée} \text{ (cm}^2\text{)}$	4T20 (fil) + 4T16 (chap) = 20.61	4T16 (fil) + 4T14 (chap) = 14.2

b) Sens transversale :

b.1) Calcul de Q' :

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

$$\left\{ \begin{aligned} Q' &= \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 14.78 \times 3.5 = 34.49 \text{ t/m} \\ M_0 &= \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{34.49 \times 3,5^2}{8} = 52.81 \text{ t.m} \end{aligned} \right.$$



b.2) Calcul du ferrailage :• **En travée :**

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 39.60 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{39.60 \times 10^4}{35 \times 60^2 \times 14,17} = 0,221 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,8735 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{39.60 \times 10^4}{0,8735 \times 60 \times 348} = 21.71 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

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

• **Sur appuis****Tableau IX.3.**Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.

	Intermédiaire	Rive
$M_a \text{ (t.m)}$	$= 0.5 \times M_0 = 26.41$	$= 0.35 \times M_0 = 18.48$
$\mu \rightarrow \beta$	0,147 → 0,920	0,103 → 0,9455
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	13.74	9.36
$A_{adoptée} \text{ (cm}^2\text{)}$	2X4T14(fil) + 2X4T12 (chap) = 18.08	2X4T12 (fil) + 4T12 (chap) = 13.56

• **Les armatures de peau :**

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

Dans notre cas $h_a=60 \text{ cm}$ (non vérifiée), donc notre poutre est d'une hauteur normale, dans ce cas il est nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). 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 $(0,6 \times 0,35) \text{ m}^2$ on a :

On prend : $4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$

a) Sens longitudinale :

a) Sens longitudinale :

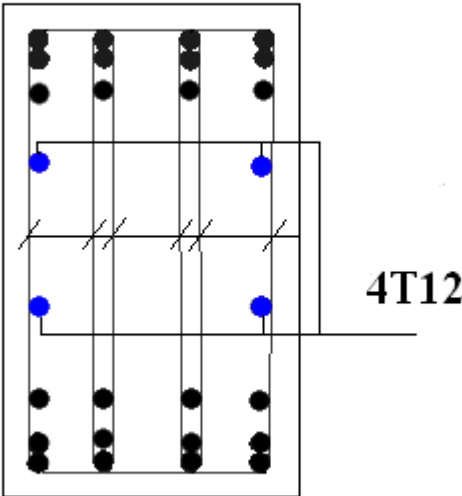


Fig IX.3. Schéma représentant les armatures de peau.