VIII.1-Calcul du voile périphérique :

VIII.1.1-Introduction :

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 ≥ 15cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de $0{,}1\,^{0}/_{0}$ dans les deux sens (horizontal et vertical).

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

- Q : surcharge d'exploitation Q = 1,5 KN/m².
- γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 17\ \mathrm{KN/m^3}$.
- φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 35°$.

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

$$Ka' = Ka/\cos(\beta - \lambda) \quad \text{avec} \quad (\beta = \lambda = 0°)$$

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

$$Ka' = Ka = 0{,}271$$

VIII.1.2-Dimensionnement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) ; l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15cm.

On adopte : ep = 20 cm.

VIII.1.3-Calcul des charges :

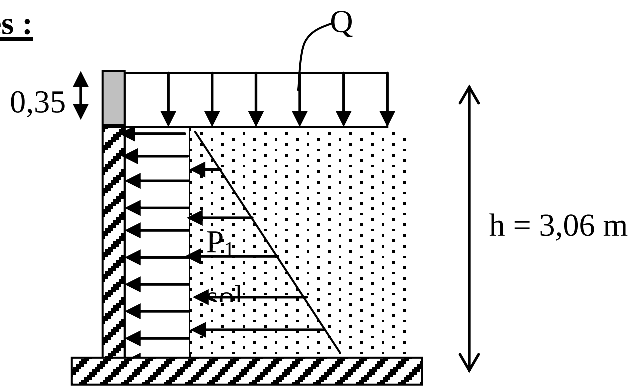

Figure VIII.1-Schéma de voile périphérique

a)-Poussée des terres :

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

$$P_1 = \frac{1}{2} x\ 0{,}271\ x\ 1{,}7\ x\ 3{,}06 = 0{,}70\ t/ml$$

b)-Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$P_2 = K'_a.q.h = 0{,}271\ x\ 0{,}15x\ 3{,}06 = 0{,}124 \quad t/ml.$$

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

C)-La charge pondérée :

Q =1,35P_1+1,5 P_2 = 1,35×0,70+1,5×0,124 =1,13 t/m^2.

Q=1,13 t/ml. (Pour une bande de 1 m largeur)

VIII.1.4-Calcul du ferraillage :

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

L_x = 3,06-0,35 = 2,71 m.

L_y = 3,9-0,45 = 3,45 m

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2{,}71}{3{,}45} = 0{,}79 > 0{,}4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

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

$$\text{avec} : \begin{cases} \alpha = 0{,}79 \\ \nu = 0(E.L.U) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0573 \\ \mu_y = 0{,}5786 \end{cases}$$

M_{ox}= 0,0573.1, 13. (2,71)² = 0,48t.m

M_{oy}= 0,5786.0, 48= 0,28t.m

Les valeurs des moments en travée sont :

$$M_{tx} = 0{,}85M_{ox} = 0{,}41t.m$$
$$M_{ty} = 0{,}85M_{oy} = 0.24\ t.m$$

Sens x :

$$M_{tx} = 0{,}41 t.m; \quad b = 100\,cm; \quad h = 20cm; \quad d = 0{,}9h = 18\,cm$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2.\sigma_{bc}} = \frac{0{,}41\times 10^4}{100\times(18)^2\times 14{,}17} = 0{,}009 < \mu_e = 0{,}392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0{,}006 \rightarrow \beta = 0{,}9955.$$

$$A_S = \frac{M_{tx}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{0{,}41\times 10^4}{0{,}9955\times 18\times 348} = 0{,}66\,cm^2/ml.$$

Sens y :

$$M_{ty} = 0{,}24\,t.m; \quad b = 100\,cm; \quad h = 20cm; \quad d = 0{,}9h = 18\,cm$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2.\sigma_{bc}} = \frac{0{,}24\times 10^4}{100\times(18)^2\times 14{,}17} = 0{,}005 < \mu_e = 0{,}392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0.005 \rightarrow \beta = 0{,}9975$$

$$A_S = \frac{M_{ty}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{0{,}24\times 10^4}{0{,}9975\times 18\times 348} = 0{,}38 cm^2/ml.$$

Condition de non fragilité :

Sens y :

D'après R.P.A 99 (version 2003) :

$A_{y\,min}$ = 0,10%.b.h = 0,001×100×20 =2,00 cm²/mL.

Et d'après B.A.E.L.91.

$A_{y\,min}$ = 8h$_o$ = 8×0,20 = 1,6 cm²/mL.

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

$$A_{adoptée} = \max\{0{,}66;2{,}00\ ;1{,}6\}$$

$$A_{adoptée} = 2{,}00 cm^2/mL.$$

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 cm²/mL.

D'après B.A.E.L.91, on à :

$$A_{x\min} = A_{y\min}\left(\frac{3-\alpha}{2}\right) = 1{,}6\left(\frac{3-0{,}79}{2}\right) = 1{,}77cm^2/ml.$$

$$\text{donc}: A_{adoptée} = \max\{0{,}38;2{,}00\ ;1{,}05\}.$$

$$A_{adoptée} = 2{,}00cm^2/mL.$$

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

Les vérifications :

a)-Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{max} = q.\frac{l_x}{2}.\frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} = 1{,}13\times\frac{2{,}71}{2}\times\frac{1}{1+\frac{0{,}79}{2}} = 1{,}09t.$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_o d} = \frac{1{,}09\times10^4}{100\times18\times10^2} = 0{,}060MPa.$$

$$\tau_{u\,limi} = 0{,}07.f_{c28}/\gamma_b = 0{,}07\times25/1{,}5 = 1{,}17MPa.$$

$$\tau_{u\,lim_i} = 1{,}17 \succ \tau_u = 0{,}060\ MPa$$..........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 :

$$\begin{cases}\alpha = 0{,}79\\ \nu = 0{,}2\ (ELS)\end{cases} \Rightarrow \begin{cases}\mu_x = 0{,}0639\\ \mu_y = 0{,}6978\end{cases}$$

$$q_{ser} = P_1 + P_2 = 0{,}82\ \ t/ml.$$

$$M_{ox} = \mu_x.q_{ser}.L_x = 0{,}17\ t.m$$

$$M_{oy} = \mu_y.M_{ox} = 0{,}12\ t.m$$

$$\begin{cases}M_{tx} = 0{,}75M_{0x} = 0{,}13\ t.m\\ M_{ty} = 0{,}75M_{0y} = 0{,}09\ t.m\end{cases}$$

Sens x :

$Mser = 0{,}13\ t.m$

$A = 3{,}93\ cm^2$

Position de l'axe neutre :

$$by^2/2 + n.A\,(d-y) = 0 \iff 50y^2 + 58{,}95y - 1061{,}1 = 0 \Rightarrow y = 4{,}05\ cm$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by3}{3} + n.A\,(d - y)^2 = 13686{,}15\ cm4$$

Contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K..y = \dfrac{Mser}{I_g} \times y = \dfrac{0{,}13\times10^4}{13686{,}15} \times 4{,}05 = 0{,}38\ Mpa \\ \\ \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa \end{cases}$$

$\sigma_{bc} = 0{,}38 < \overline{\sigma_{bc}} = 15Mpa$ … … … … … … … … … condition vérifiée.

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}fe;110\sqrt{\eta f_{t28}}\right).(\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}400;110\sqrt{1{,}6.2{,}1}\right) = \min(266{,}67;201{,}63)$$

$$\overline{\sigma_s} = 201{,}63\ MPa$$

$$\sigma_s = 15\times k\times(d-y) = 15\times\frac{M_{ser}}{I_X}\times(d-y)$$

$$\sigma_s = 15\times\frac{0{,}13.10^4}{13686{,}15}\times(18-4{,}05) = 19{,}88MPa$$

$\sigma_s = 19{,}88MPa < \overline{\sigma}_s = 201{,}63MPa$.................................condition vérifiée.

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

Sens y :

$Mser = 0{,}09\ t.m$

$A = 3{,}93\ cm^2$

Position de l'axe neutre :

$by^2/2 + n.A\,(d - y) = 0 \iff 50y^2 + 58{,}95y - 1061{,}1 = 0 \Rightarrow y = 4{,}05\ cm$

Moment d'inertie :

$I = by3/3 + n.A\,(d - y)^2 = 13686{,}15cm4$

Contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc}:

$$\begin{cases} \sigma_{bc}=K.y=\dfrac{Mser}{I_g}\times y=\dfrac{0{,}09\times 10^4}{13686{,}15}\times 4{,}05=0{,}27\ Mpa \\ \overline{\sigma_{bc}}=15\ \text{Mpa.} \end{cases}$$

$\sigma_{bc} = 0{,}27 < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{Mpa}$ … … … … … … … … … condition vérifiée.

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}fe;110\sqrt{\eta f_{t28}}\right).(\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}400;110\sqrt{1{,}6.2{,}1}\right) = \min(266{,}67;201{,}63)$$

$$\overline{\sigma_s} = 201{,}63\ MPa$$

$$\sigma_s = 15\times k\times(d-y) = 15\times\frac{M_{ser}}{I_X}\times(d-y)$$

$$\sigma_s = 15\times\frac{0{,}09\times 10^4}{13686{,}15}\times(18-4{,}05) = 13{,}76\ MPa$$

$\sigma_s = 13{,}76\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201{,}63\text{MPa}$.....................condition vérifiée..

Donc Les armatures à L'.E.L.U.R conviennent. Le voile sera ferraillé en deux nappes avec 5T10 = 5,65 cm²/ml avec un espacement S_t = 20cm.

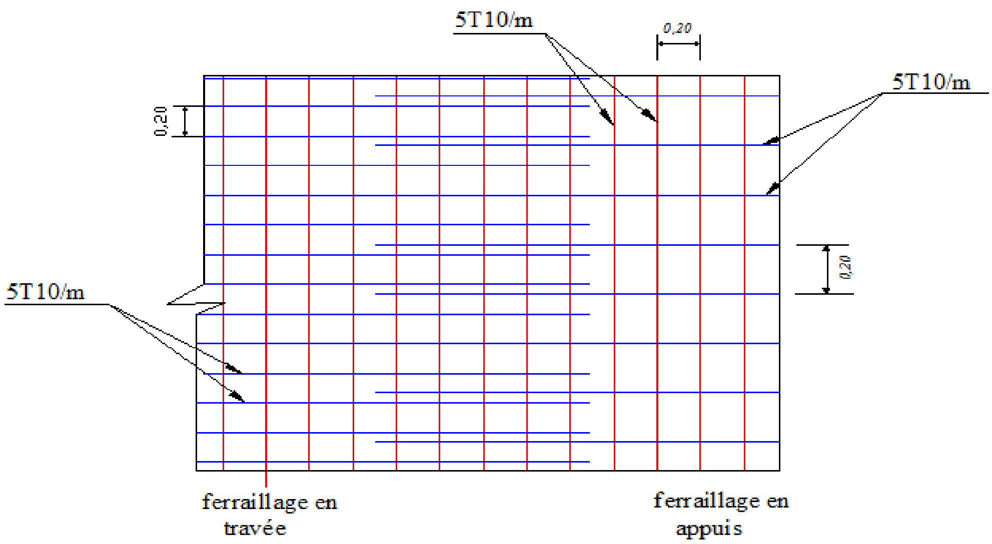

Figure VIII.2-Schéma de ferraillage voile périphérique

VIII.2-Calcul des fondations :

VIII.2.1-Introduction :

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 connaitre 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 2bar à un ancrage de3 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. Ferraillage 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.

VIII.2.2-Choix du type de fondations :

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

- Semelles filantes.
- Radier général.

Commençant par la semelle filante, pour cella on procède à une première vérification qui est : la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment $\left(\mathbf{S_{semelle}}/\mathbf{S_{bâtiment}} < 50\%\right)$.

La surface de la semelle est donnée par : $\mathbf{S} \geq \mathbf{N}/\boldsymbol{\sigma}_{\mathbf{sol}}$

Avec :

S : La surface totale de la semelle ;

$\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 20 \text{ t/m}^2$

$$\begin{cases} N_u = 3890{,}77 \text{ t} \Rightarrow S = 194{,}54 \text{ m}^2 \\ N_{ser} = 2834{,}44 \text{ t} \Rightarrow S = 141{,}72 \text{ m}^2 \end{cases}$$

VIII.2.3-Vérification du chevauchement :

La surface du bâtiment est de : $S = 242 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = 59\ \% > 50\% \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{Condition non vérifiée}$$

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 ;

VIII.2.4-Définition du radier :

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

VIII.2.5-Pré dimensionnement du radier :

VIII.2.5.1-Calcul du radier :

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

VIII.2.5.2-Poids supporté par le radier :

G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

VIII.2.5.3-Combinaison d’actions :

E.L.U : $NU = 1{,}35GT + 1{,}5QT = 3890{,}77t.$

E.L.S : $Nser = GT + QT = 2834{,}44$ t.

VIII.2.5.4-Surface du radier :

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

$N = Nser = 2834{,}44$ t.

$S \geq N/\sigma sol = 2834{,}44 /20 = 141{,}72$ m².

On prend un débord de 50 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d’assise S radier $= 274{,}15$ m².

VIII.2.5.5-Calcul de l’épaisseur du radier :

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

1ere 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 = 3,9 m

$Qu = Nu / S = 3890{,}77/ 274{,}15 = 14{,}19\ t/m^2$.

Par ml : $Qu = 14{,}19 \times 1 = 14{,}19\ t/ml$.

$Vu = 14{,}19 \times 3{,}90 / 2 = 27{,}67$ t

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

$$d \geq \frac{27{,}67 \times 10^{-2}}{0{,}06 \times 25 \times 1} = 0{,}18\,m$$

2éme condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad ; \qquad L = 390\,cm$$

$$15{,}6 \leq d \leq 19{,}5\,cm$$

$$h = d + c = 19 + 5 = 24cm \text{ ; on prend : } h = 35cm \text{ ; } d = 30cm$$

VIII.2.5.6-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 :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 43{,}33cm \leq h \leq 65\,cm$$

On prend : d=45cm ; h = 50 cm ; b = 35 cm.

VIII.2.5.7-Vérification des contraintes :

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

$$G_{radier} = \gamma_b \left[h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i\right]$$
$$G_{radier} = 2,5\left[0,35 \times 274,15 + 0,50 \times 0,35 \times 172,2\right] = 315,22 \ \text{t}$$
$$\text{E.L.S} : N_{ser} = 315,22 + 2834,44 = 3149,66 \ \text{t.}$$
$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{3149,66}{274,15} = 11,48 \ \text{t/m}^2 < 20\text{t/m}^2 \text{...............condition verifiée.}$$

VIII.2.5.8-La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

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

Avec :

I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,30 \times (0,50)^3/12 = 0,003\text{m}^4$.

E : Module d'élasticité du béton, E = 3216420 t/m².

b : Largeur de la poutre b=0,50 m.

K : Coefficient de la raideur de sol k = 500 t/m^3.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,003}{500 \times 0,30}} = 4 \ \text{m}$$

$$L_{max} = 3,9\text{m} < \frac{\pi}{2}.L_e = 6,28 \ \text{m..........................condition vérifiée.}$$

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

VIII.2.5.9-Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$Q = \sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{3138,54}{274,15} = 11,44 \ \text{t/m}$$

$$\sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 0,875 \ \text{t/m}^2$$

$$\sigma_{max} - \sigma_{radier} = 10,58 \ \text{t/m}^2$$

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

$Q = 10,58 \ \text{t/m}^2$

VIII.2.6-Ferraillage du radier :

VIII.2.6.1-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 données par :

$M_{ox} = \mu_x . q . L_x^2$; $M_{oy} = \mu_y . M_{ox}$.

Moment en travée :

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

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

Moment sur appuis :

$M_a = 0{,}2M_o$………………...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)

Exemple de calcul :

$$\alpha = L_x/L_y = 2{,}40/3{,}45 = 0{,}70 > 0{,}4$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$\alpha = 0{,}70 \Rightarrow \mu_x = 0{,}0684 ; \mu_y = 0{,}4320.$$

$$M_{0x} = \mu_x . Q . L_x^2$$

$$M_{0x} = 0{,}0684 \times 10{,}58 \times (2{,}40)^2 = 4{,}17 \text{t.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y . M_x$$

$$M_{0y} = 0{,}4320 \times 4{,}17 = 1{,}80 \text{ t.m}$$

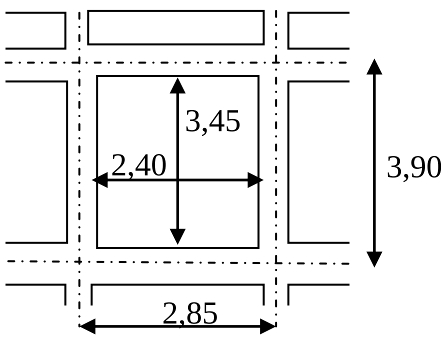

Figure VIII.3-Schéma du panneau le plus défavorable

- **En travée :**

Sens x :

$$M_{tx} = 0,85M_{ox} = 0,85 \times 4,17 = 3,54 t.m$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{3,54 \times 10^{4}}{100 \times (30)^2 \times 14,17} = 0,028 \prec \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$.\mu_1 = 0,028 \to \beta = 0,986$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{3,54 \times 10^{4}}{0,986 \times 30 \times 348} = 3,44 cm^2.$$

On adopte : 4T12 / ml, A = 4,52 cm^2/ml, S_t = 25 cm

Sens-y :

$$M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 1,80 = 1,53 t.m$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{1,53 \times 10^4}{100 \times (30)^2 \times 14,17} = 0,012 \prec \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$.\mu_1 = 0,012 \to \beta = 0,994$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{1,53 \times 10^4}{0,994 \times 30 \times 348} = 1,47 cm^2.$$

On adopte : 4T12 / ml, A = 4,52 cm^2/ml, S_t = 25 cm

- **En appuis :**

Sens x :

$$M_{ax} = 0,5M_{ox} = 0,5 \times 4,17 = 2,09 t.m$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{2,09 \times 10^4}{100 \times (30)^2 \times 14,17} = 0,016 \prec \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$.\mu_1 = 0,016 \to \beta = 0,992$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{2,09 \times 10^4}{0,992 \times 30 \times 348} = 2,02 cm^2.$$

On adopte :4T12 / ml, A = 4,52 cm^2/ml, St =25 cm

Sens-y :

$$M_{ay} = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 1,80 = 0,9 t.m$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{0,9 \times 10^4}{100 \times (30)^2 \times 14,17} = 0,008 \prec \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$.\mu = 0,008 \to \beta = 0,996$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{0,9 \times 10^4}{0,996 \times 30 \times 348} = 0,87 cm^2.$$

On adopte4T12 / ml, A = 4,52 cm^2/ml, St = 25 cm

On adopte le même ferraillage pour tous les panneaux du radier.

<u>VIII.2.7-Ferraillage des poutres de libages :</u>

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.

Sens longitudinal (y) :

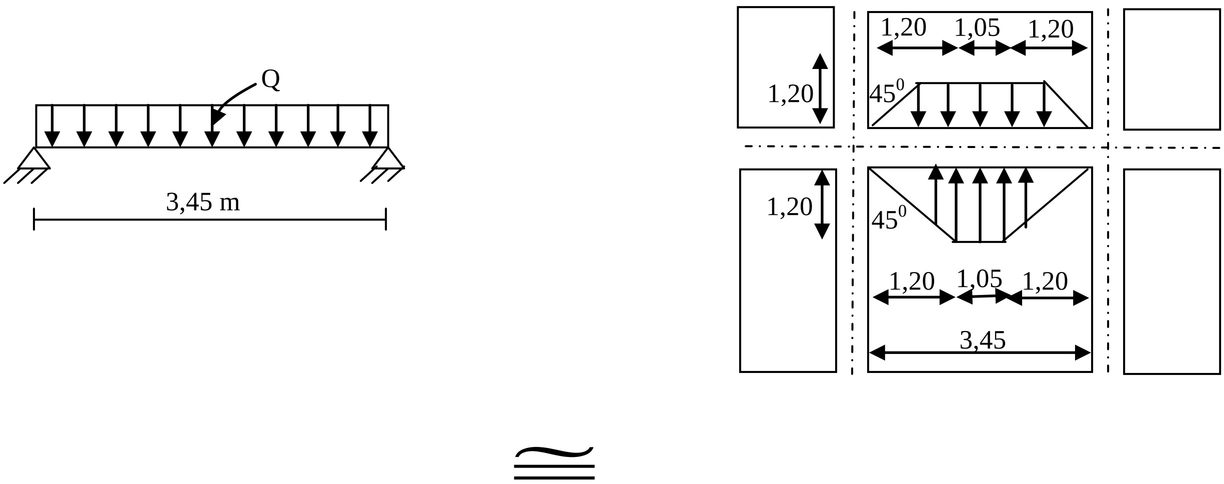

Figure VIII.4-Répartition des charges sur les poutres selon

Les lignes de rupture.

Calcul de Q' :

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

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

Avec : Lx_1= 2,4 m

Ly_1= 3,45 m

Lx_2 = 2,4 m

Q = 10,58 t/m²

Donc :

$$Q' = \frac{10,58}{2}\left[\left(1-\frac{2,40^2}{3\times3,45^2}\right)\times2,40+\left(1-\frac{2,40^2}{3\times3,45^2}\right)\times2,40\right] = 21,30 \text{ t/m}$$

$$M_0 = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{21,30\times2,40^2}{8} = 15,34 \text{ t.m}$$

Calcul du ferraillage :

- **En travée :**

$M_t = 0,85M_o = 0,85\times15,34 = 13,04$ t.m, $b = 35$cm, $h = 50$cm, $d = 0,9.h = 45$cm

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{13,04\times10^4}{35\times(45)^2\times14,17} = 0,130 \prec \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$\beta = 0,930$

$A_1 = M_1 / \sigma_S.\beta.d$

$A_1 = 13,04\times10^4 / 348\times0,930\times45 = 8,95cm^2$

$$\text{on adopte:}\begin{cases} 1^{ere} \text{ lit } 4T12 \\ 2^{éme} \text{ lit } 4T12 \end{cases} ; A = 9,04m^2$$

- **En appuis :**

Appuis intermédiaires :

$M_a = 0,5M_o = 0,5\times15,34 = 7,76$t.m

$\mu = 0,178<\mu_l=0,392 \Rightarrow (A'=0)$

$\mu=0,178 \rightarrow \beta=0,901$

$A_S = 5,50cm^2$

On adopte : (4T12) Fil + (4T12) chap. ; A = 9,04 cm².

Appuis de rive :

$M_a= 0,2.M_0 = 0,2\times15,34=3,07$t.m

$\mu = 0,030<\mu_l=0,392 \Rightarrow (A'=0)$

$\mu = 0,030 \rightarrow \beta = 0,985$

$A_S = 1,99cm^2$

On adopte : (4T12) ; A =4,52 cm².

Sens transversal(x) :

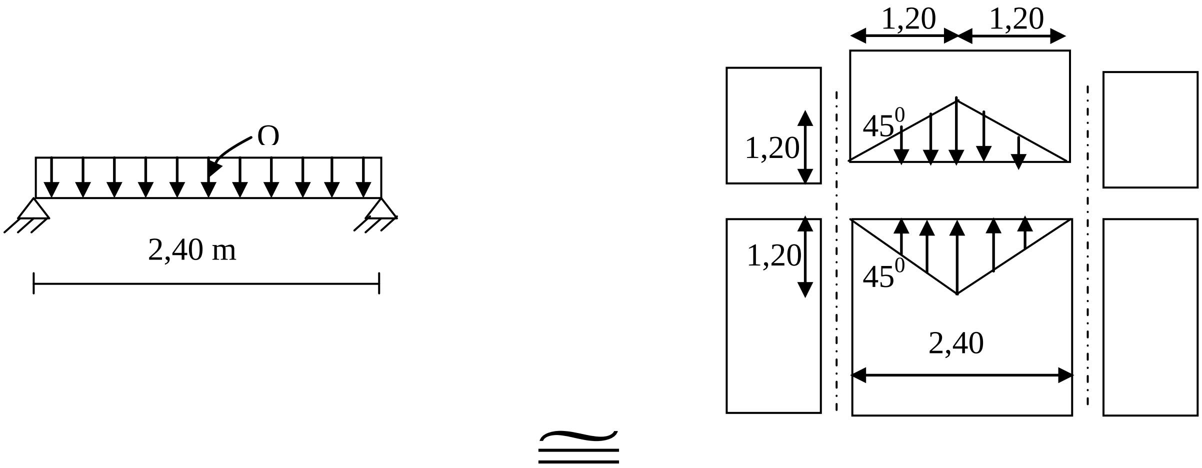

Figure VIII.5-Répartition des charges sur les poutres selon

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 = 10,58 t/m²

Lx_1=2,4 m

Q' = 2/3 x 10,58 x2,40 =16,93 t/m

$$M_o = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{16{,}93 \text{ x } 2{,}40^{\ 2}}{8} = 12{,}19 \text{ t.m}$$

Calcul du ferraillage :

- **En travée :**

$M_t = 0{,}85M_o = 0{,}85\times 12{,}19 = 10{,}36\ \text{t.m},\quad b = 35\text{cm},\quad h = 50\text{cm},\quad d = 0{,}9.h = 45\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{10{,}36\times 10^4}{35\times (45)^2\times 14{,}17} = 0{,}104 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A' = 0$$

$\mu = 0{,}104 \rightarrow \beta = 0{,}945$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{10{,}36\times 10^4}{0{,}945\times (45)\times 348} = 7\text{cm}^2.$$

$$\text{on adopte:}\begin{cases} 1^{ere}\ \text{lit}\ 4T12 \\ 2^{éme}\ \text{lit}\ 4T12 \end{cases} ; A = 9{,}04\text{cm}^2$$

- **En appuis :**

Appuis intermédiaires :

$M_a = 0{,}5M_o = 0{,}5\times 12{,}19 = 6{,}10\text{t.m}$

$\mu = 0{,}060 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow (A'=0)$

$\mu = 0{,}060 \rightarrow \beta = 0{,}969$

$A_S = 4{,}02\ \text{cm}^2$

On adopte : (4T12) fil + (4T12) chap. ; A =9,04 cm².

Appuis de rive :

$M_a = 0{,}2M_o = 0.2 \times 12{,}19 = 2{,}44\text{t.m}$

$\mu = 0{,}024 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow (A'=0)$

$\mu = 0{,}024 \rightarrow \beta = 0{,}988$

$A_S = 1{,}58\ \text{cm}^2$

On adopte : (4T12) fil + (4T12) chap. ; A =9,04 cm².

VIII.2.8-Les vérifications :

VIII.2.8.1-Contrainte de cisaillement :

$$T = \frac{ql}{2}$$

$$T_{max} = 18,25 \ t$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{18,25}{0,35 \times 0,45 \times 100} = 1,16 MPa.$$

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

$\tau_u = 1,16 MPa < \bar{\tau}_u = 2,50 MPa$.........................condition vérifiée.

VIII.2.8.2-Armatures transversales :

a)-Diamètre :

$$\varphi_t \le \min(h/35 ; \varphi_l ; b/10) = \min(14,28; 10; 30) = 10 \ mm$$

on prend $\varphi_t = 10$ mm

b)-Espacement :

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

on prend $S_t = 15 cm$.

Donc on utilise des armatures : HA, Fe400, soit 4T10, A=3,14cm².

$$\frac{A_t.f_e}{b_0.S_t} \ge \max(\tau_u/2 \ ; 0,4 \ MPa) = \max(0,58; 0,4MPa) = 0,66 \ MPa$$

$\frac{3,14 \times 400}{18,25 \times 15} = 4,59 \succ 0,66 \ MPa$.....................conditi on vérifiée.