Chapitre IIX

L'infrastructure

IIX.1 Calcul du voile pour sous-sol :

IIX.1.1Introduction :

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 =1,5KN/m².

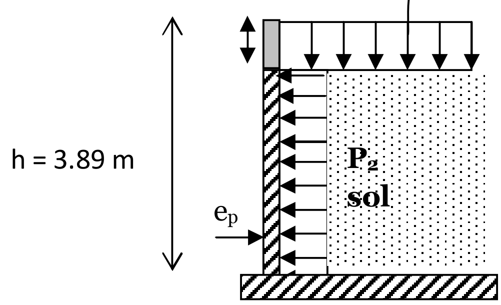
- γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 17 KN/m^3$

- φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 35°$

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

$$Ka' = Ka/\cos(\beta - \lambda) \quad \text{avec} \quad (\beta = \lambda = 0°)$$
$$Ka' = Ka = tg^2\left(45° - \frac{35°}{2}\right) = tg^2(27{,}5°) = 0{,}271$$

IIX.1.2le Dimensionnement :D'après le R.P.A 99 (version 2003); l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15cm. On adopte : $e_p = 20cm$.



IIX.1.3 Calcul des charges :

a- Poussée des terres :

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

$$p_1 = 0{,}271 \, x17 \, x3.89 = 17.92 \, KN/ml$$

b- Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$p_2 = K'_a.q.h = 0{,}271x1{,}5x3.89 = 1{,}58 KN/ml$$

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 $\times$ 17,92+1,5 $\times$ 1 ,58 =26.56 KN/ml.

IIX.1.4 Calcul du ferraillage :

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

L_x = 3 ,89-0,45 = 3.44 m.

L_y =5.00-0,45 = 4.55 m

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3{,}44}{4.55} = 0.75 > 0{,}4 \Rightarrow$$ La dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

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

$$\text{avec:} \begin{cases} \alpha = 0{,}75 \\ \nu = 0(E.L.U) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0621 \\ \mu_y = 0{,}5105 \end{cases}$$

M_{ox} = 0, 0621. 26.56 . (3,44)² = 19.52 KN.m

M_{oy} = 0, 5105. 19.52= 9.96 KN.m

Les valeurs des moments en travée sont :

$$M_{tx} = 0{,}85 M_{ox} = 16.59\ \mathrm{KN.m}$$
$$M_{ty} = 0{,}85 M_{oy} = 8.46\ \mathrm{KN.m}$$

Sens x :

$M_{tx} = 16.59$ KN.m; $b = 100$ cm; $h = 20$cm; $d = 0{,}9h = 18$ cm

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2.\ \sigma_{bc}} = \frac{16.59 .10^3}{100(18)^2.14{,}17} = 0{,}0361 < \mu_e = 0{,}392 \rightarrow A' = 0 \quad \beta = 0.982$$

$$A_S = \frac{M_{tx}}{\beta .d.\ \sigma_s} = \frac{16.56.10^3}{0.982 \times 18 \times 348} = 2.69\ \mathrm{cm^2/ml.}$$

Sens y :

$M_{tx} = 8.46$ KN.m; $b = 100$ cm; $h = 20$cm; $d = 0{,}9h = 18$ cm

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2.\sigma_{bc}} = \frac{8.46.10^3}{100(18)^2.1\ 4{,}17} = 0{,}0184 < \mu_e = 0{,}392 \rightarrow A' = 0 \longrightarrow \beta = 0.991$$

$$A_S = \frac{M_{tx}}{\beta .d.\sigma_s} = \frac{8.46.10^3}{0.994 \times 18 \times 348} = 1.49\ \mathrm{cm^2/ml.}$$

Condition de non fragilité :

Sens y :

D'après R.P.A 99 (version 2003) :

$A_{y\ min} = 0{,}10\%.b.h = 0{,}1/100 \times 100 \times 20 = 2{,}00$ cm²/mL.

Et d'après B.A.E.L.91.

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

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

$$A_{adoptée} = \max\{1.49; 2{,}00; 1{,}6\}$$
$$A_{adoptée} = 2{,}00\ \mathrm{cm^2/mL}$$

On prend : **5T12/ml** soit une section de **5.65cm²/ml** et un espacement de **20cm.**

Sens x :

D'après R.P.A 99 (version 2003), on à: $A_{x\,min}$ = 2,00 cm²/mL.

D'après B.A.E.L.91, on à :

$$A_{x\min} = A_{y\min}\left(\frac{3-\alpha}{2}\right) = 2.00\left(\frac{3-0,75}{2}\right) = 2.25cm^2/ml.$$

$$\text{donc: } A_{adoptée} = \max\{2.25; 2,00; 2,69\}$$

$$A_{adoptée} = 2,69cm^2/mL$$

On prend : **5T12/ml** soit une section de **5.65cm²/ml** et un espacement de **20cm.**

IIX.1.5 Les vérifications :

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{max} = q.\frac{L_x}{2}.\frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} = 26.56.\frac{3,44}{2}.\frac{1}{1+\frac{0,75}{2}} = 33.22KN$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_o d} = \frac{33.22.10^3}{100.18.10^2} = 0,18MPa.$$

$$1-\tau_{u\,limi} = 0,20.f_{c28}/\gamma_b = 0,20.25/1,5 = 0,66MPa.$$

$$\tau_{u\,limi} = 0,66 \succ \tau_u = 0,18\,MPa \qquad \text{condition vérifiée.}$$

2- la dalle est bétonnée sans reprise.

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

$$q_{ser} = p_1 + p_2 = 17.92 + 1,58 = 19.50 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{ox} = \mu_x .q_{ser} .L_x = 0,0621 \times 19.50 \times 3.44 = 4.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y .M_{ox} = 0,5105 \times 4.16 = 2,12\ KN.m$$

$$M_{tx} = 0,85\,M_{ox} = 0,85 \times 4.16 = 3.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85\,M_{oy} = 0,85 \times 2,12 = 1,80 \text{ KN.m}$$

Sens X

$M_{ser} = 3.53KN.m$

$\rho = \frac{M_s}{b.d} = \frac{3.35.100}{100.18} = 0,196.$

$\rightarrow ;\beta = 0,890.$

$\sigma_S = \frac{M_{ser}}{\beta.d.A_s} = \frac{3.35.10^3}{0,890.18.5.65} = 37,01MPa.$

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

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

$\bar{\sigma}_S = 201,63MPa$

$\sigma_s = 37,01MPa < \bar{\sigma}_s = 201,63MPa$.........................condition vérifiée..

$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{37,01}{51,67} = 0,71MPa.$

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

$\sigma_{bc} = 0,71MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$...........................condition vérifiée.

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

Sens-y :

$M_{ser} = 1,80KN.m$

$\rho = \frac{M_s}{b.d} = \frac{1.80.100}{100.18} = 0,10$

d'ou $k = 51,67 ;\beta = 0,947.$

$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta.d.A_s} = \frac{1,80.10^3}{0,947.18.5.65} = 18.17MPa.$

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

$\tau_s = 18.17MPa < \bar{\sigma}_s = 201,63MPa$.................condition vérifiée.

$\tau_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{18.17}{51,67} = 0,35MPa.$

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

$\sigma_{bc} = 0,35MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$.......................condition vérifiée

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

Le voile sera ferraillé en deux nappes avec **5T12 =5.65** cm^2/ml chacune et avec un espacement **S_t=20cm**

IIX.2 Calcul des fondations :

IIX.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 le terrain destiné à recevoir l'ouvrage à une contrainte admissible de 01 bar à un ancrage de 5.60 m.

- Pour qu'il n'y ai pas de chevauchement entre deux fondation, 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- Ferraillage 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 fondation 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.

IIX.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 01 bars ,

Il y a lieu de projeter à priori , des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Radier général

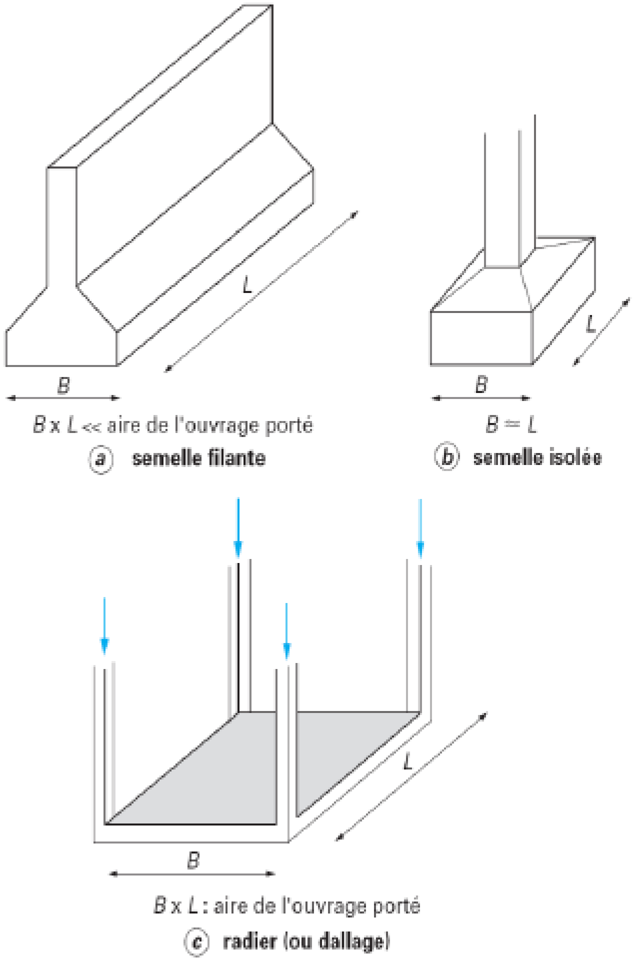


Figure IIX.1 : les types des fondations.

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 : $S_s \geq \dfrac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$

Avec : $N = G_T + Q_T$

- $\bar{\sigma}_{sol}$ = 01 bars = 100 KN/ m^2 = 10 t/ m^2
- Surface totale du bâtiment (BLOC A) : 429.04 m^2
- $\begin{cases} N_u = 5822.32\ t \Rightarrow S_{semelle} = 582.23\ m^2 \\ N_{ser} = 4226.25\ t \Rightarrow S_{semelle} = 422.62\ m^2 \end{cases}$
- Surface totale de la semelle : 422,62m^2

S_s / S_b = 0,98 > 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 ferraillage est facile à réaliser : c'est le **« radier général ».**

IIX.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 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 ≅ poids total de la structure).

IIX.2.3.1 Pré dimensionnement du radier :

Poids supporté par le radier.

Superstructure G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i-1}^{9} G_i = 42007{,}85 \text{KN /m}^2.$$

$$Q_t = \sum_{i-1}^{9} Q_i = 9150{,}11 \text{ KN/m}^2$$

Combinaison d'actions :

E.L.U: $N_U = 1{,}35G_T + 1{,}5Q_T = 5822.32$ t

E.L.S: $N_{ser} = G_T + Q_T = 4226.25$ t

-Surface du radier :

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

$N = N_{ser} = 4226.25$ t

$S \geq N/\sigma_{sol} = 4226.25 / 10 = 422.62$ m².

IIX.2.3.2- Calcul de l'épaisseur du radier :

Calcul du débordement :

L'emprise totale nécessaire est de : 429.04 m2

Sbat=429.04 m2 > Srad=422.62 m2

La surface du bâtiment est inferieure à la surface de radier,

Donc : ajouté un débordement (D)

S du radier avec débordement =463.22 m2

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 = 5.00 m

Q_u = Nu / S = 5822.32 /463.22 = 12.56 t/m².

Par ml: Q_u=12.56 x 1ml=12.56 t/ml.

V_u = 12.56 x 5.00/ 2 = 31.4 t

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

$$d \geq \frac{31.4 \times 10^{-2}}{0{,}06 \times 25 \times 1} = 0.209 = 20.90cm$$

2éme condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \;.L = 5.00m$$
$$20cm \leq d \leq 25\ cm$$
$$h = d + c = 25 + 5 = 30cm \text{ ; on prend : } h = 30cm \text{ ;} d = 25cm$$

IIX.2.3.3 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 :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 55.56cm \leq h \leq 83.33cm\ .$$

On prend : d=72 cm ; h = 80cm ; b = 50 cm.

IIX.2.3.4 Vérification des contraintes :

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

$$G_{radier} = \gamma_b\left[h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i\right]$$
$$G_{radier} = 2.5[0,30 \times 463.22 + 0,80 \times 0,50 \times 228.6] = 576\ t$$
$$\text{E.L.S} : N_{ser} = (576 + 4226.25 = 4802.25t.$$
$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{4802.25}{463.22} = 10.37t / m^2 < 15\ t/m^2 \text{...........condition verifiée.}$$

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 : $I = bh^3/12 = 0,5 \times (0,8)^3/12 = 0,0267cm^4.$

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

b : largeur de la poutre b=0,5m.

K : coefficient de la raideur de sol k = 500 KN/m^3.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,0267}{500 \times 0,5}} = 6.08m$$

$$L_{max} = 5.00m < \frac{\pi}{2}.L_e = 9.56\,m\text{........................condition vérifiée.}$$

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

IIX.3 VERIFICATION DIVERS :

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

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = 9.12\,t/m^2$$

Poids unitaire du radier :

$\sigma_{rad} = \gamma_b \times h = 2.5 \times 0.30 = 0.75$ t/m².
$Q = \sigma_{max} + \sigma_{rad} = 9.12 + 0.75 = 9{,}87$ t/m².

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

Q = 9.87 t/m².

IIX.3.2 Ferraillage du radier :

IIX.3.3 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 :

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

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

Moment sur appuis :

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

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

2éme cas :

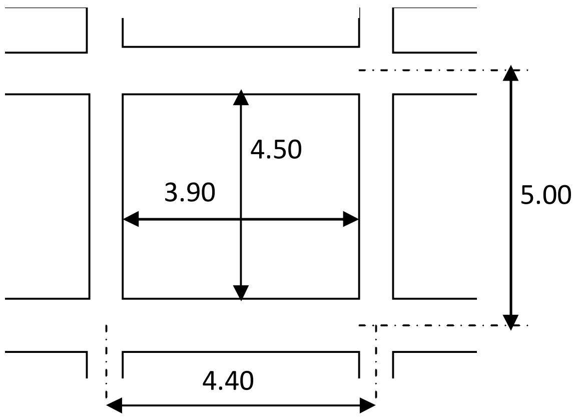
Si : $\alpha = l_x / L_y < 0{,}4$ la dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

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

Exemple de calcul :

$\alpha = l_x / L_y = 3.90/4.50 = 0,867 > 0,4$

La dalle porte dans les deux sens.



$$\alpha = 0,87 \Rightarrow \mu_x = 0,0486 \quad ; \mu_y = 0,7244.$$
$$M_{0x} = \mu_x . Q . L_x^2$$
$$M_{ox} = 0,0486 \times 9.87 \times (3,9)^2 = 7.29 \text{ t.m}$$
$$M_{0y} = \mu_y . M_{0x}$$
$$M_{oy} = 0,7244 \times 9.87 = 7.15 \text{ t.m}$$

-En travée :

Sens x :

$$M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 0,85 \times 7.29 = 6.19 \, t.m$$
$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 . f_{bc}} = \frac{6.19 \times 10^4}{100(25)^2 \times 14,17} = 0,069 \prec \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$
$$\alpha = 0,0907 \quad ; \beta = 0,964$$
$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.19 \times 10^4}{0,964 \times 25 \times 348} = 7.38 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **7T12 / ml , A = 7.92 cm²/ml, S_t = 15 cm**

Sens-y :

$$M_{ty} = 6.07 \, t.m$$
$$\mu = 0,068 \, ; \alpha = 0,0881 \quad ; \beta = 0,965$$
$$A = 7.23 \text{ cm}^2 \quad .$$

On adopte **7T12 / ml , A = 7.92 cm²/ml, S_t = 15 cm**

-En appuis :

Sens x:

$M_{ax} = 0,5 \, M_{ox} = 0,5 \, x7.29 = 3.64$ t.m

$\mu = 0{,}034 ; \alpha = 0{,}041 ; \beta = 0{,}979$
$A = 4.27 cm^2$

On adopte **7T12 / ml , A = 7.92 cm^2/ml, S_t = 15 cm**

Sens y :

$M_{ay} = 0{,}5M_{oy} = 0{,}5 x\ 7.15 = 3.57$ t.m

$\mu = 0{,}040 ; \alpha = 0{,}051 ; \beta = 0{,}980$
$A = 4.18 cm^2$

On adopte **7T12 / ml , A = 7.92 cm^2/ml, S_t = 15 cm**

IIX.3.4 Ferraillage des poutres de libages

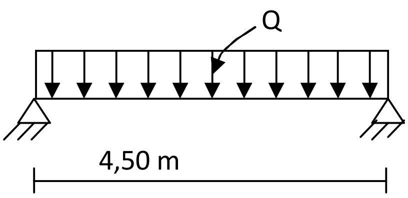
- Le rapport $\alpha = L_x / L_y > 0{,}4$

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 continues.

Sens longitudinal (y) :

a- Sens longitudinal (x) :

L $_{max}$ = 4,50 m



$\cong$

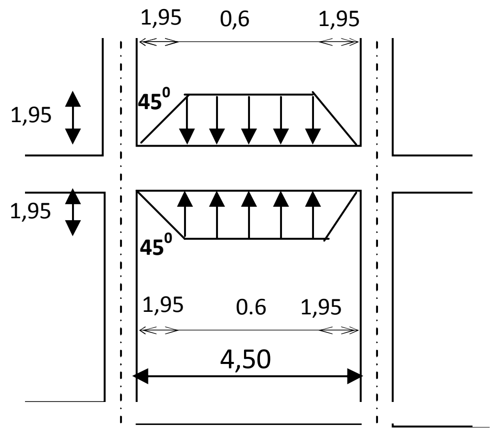


Figure : IIX.2-Répartition des charges sur les poutres selon

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 : $Lx_1 = 3{,}90m$

$Ly_1 = 4{,}50m$

$Lx_2 = 3{,}90m$

$Q = 9.87\ t/m^2$

Donc :

$$Q'=\frac{9.87}{2}\left[\left(1-\frac{3.90^2}{3\times 4{,}50^2}\right).3.90+\left(1-\frac{3.90^2}{3\times 4{,}50^2}\right).3.90\right]=28.86\ t/m$$

$$M_0=\frac{Q'.L^2}{8}=\frac{28.86\times 4{,}5^2}{8}=73.05\ t.m$$

a.1- Calcul du ferraillage :

En travée :

$M_t = 0{,}85M_o = 0{,}85.\ 73.05 = 62.09\ t.m,\quad b = 50cm,\quad h = 80\ cm,\quad d = 72\ cm$

$$\mu=\frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}}=\frac{62.09.10^4}{50.(72)^2.14{,}17}=0.169<\mu_l=0{,}392\rightarrow A'=0$$

$\alpha = 0{,}0234$

$\beta = 0{,}906$

$$A=\frac{M}{\beta.d.\sigma_S}=\frac{62.09.10^4}{0{,}922.72.348}=27.35\ cm^2.$$

$$\text{on adopte :}\begin{cases}1^{ere}\ \text{lit}\ \ 4T20\\ 2^{éme}\ \text{lit}\ \ 4T16\ \ ;A=28.56cm^2\\ 3^{eme}\ \text{lit}\ \ 4T16\end{cases}$$

En appuis :

Appuis intermédiaires:

$M_a = 0{,}5M_o = 36.52\ t.m$

$\mu = 0{,}099 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow (A'=0)$; $\alpha = 0{,}132$, $\beta = 0{,}947$ cm² , As=15.39 cm²

On adopte : **(4T16) Fil+ (4T16) chap.** ; **A = 16 cm²**.

Appuis de rive:

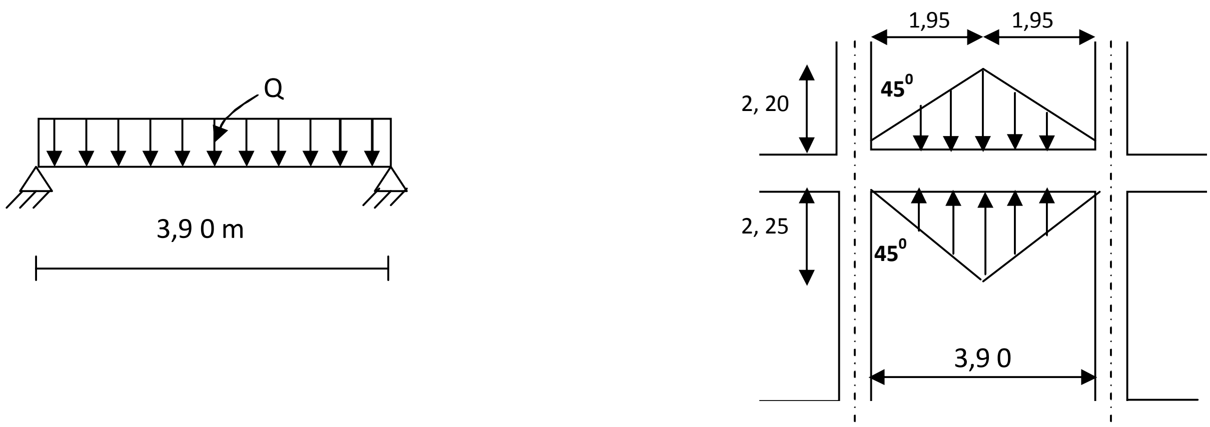
$M_a = 0{,}2.M_0 = 14.61$ t.m

$\mu = 0{,}039 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow (A'=0); \alpha = 0{,}051$; $\beta = 0{,}98$; As=5.95cm²

On adopte : **(4T14); A = 6 .16 cm².**

b- Sens transversal(y) :

$L_{max} = 3{,}90$ m.



$\cong$

Figure : IIX.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.

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

Tel que : Q =9.87 t/m²

$Lx_1 = 3{,}90$ m

Q' = 2/3. 9.87.3,90 = 25.66 t/m

$$M_o = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{25.66.3,90^2}{8} = 48.78\,t.m$$

b.1- Calcul du ferraillage :

En travée :

$$M_t = 0,85M_o = 0,85.48.78 = 41.46t.m, \quad b = 50cm, \quad h = 80cm, \quad d = 72\ cm$$
$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{41.46.10^4}{50.(72)^2.14,17} = 0,112 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0\ \ \beta = 0,940$$
$$\alpha = 0,148$$
$$z = d(1 - 0,416\alpha) = 67.63cm$$
$$A = \frac{M}{z.\sigma_S} = \frac{41.46.10^4}{67.63.348} = 17.61cm^2.$$
on adopte : $4T20 + 4T16; A = 20.56\,cm^2$

En appuis :

Appuis intermédiaires:

$M_a = 0,5.M_o = 24.39$ t.m

$\mu = 0,066 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A'=0)$; a=0,0855, $\beta = 0,966$, Z=69.47cm , As=10.08cm²

On adopte : **(4T16) fil + (4T12) chap. ; A =12,56 cm².**

Appuis de rive:

$M_a = 0,2.M_0 = 9.75$ t.m

$\mu = 0,026 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A'= 0); \alpha = 0,033; \beta = 0.987$; Z=71.02cm; As = 3.94cm²

On adopte : **(4T12) Fil** ; **A =4,52 cm².**

IX.2.5.2- Armature de peau :

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

Dans notre cas h_a=80 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 obligatoire 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 cm² 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 ($h \times b_0$) = (0,80 x 0,50) m², on a :

$Asp = 3 \times 2\ (b_0 + h)$ [cm²]

$Asp = 3 \times 2\ (0,50 + 0,80) = 7.8$ cm²

On adopte **4T 16 Fil; A = 8,04cm².**

IX.2.5.3- Contrainte de cisaillement :

$$T_{max} = QL/2 = 9.87x4.5/2 = 22.20t$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{22.20}{0,50.0,72.100} = 0,62\text{MPa}.$$

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

$$\tau_u = 0,62\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}.......................\text{condition vérifiée.}$$

Armatures transversales :

Diamètre : $\begin{cases} \varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_l; b/10) = \min(22.85;12;50) = 12\text{ mm} \\ \text{on prend } \varphi_t = 10\text{ mm} \end{cases}$

Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\ \varphi_l\right) = \min\ (20\ ,14,4\ ) = 14,4\text{cm}$$

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

.

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