4.5- L'ascenseur :

1-Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).

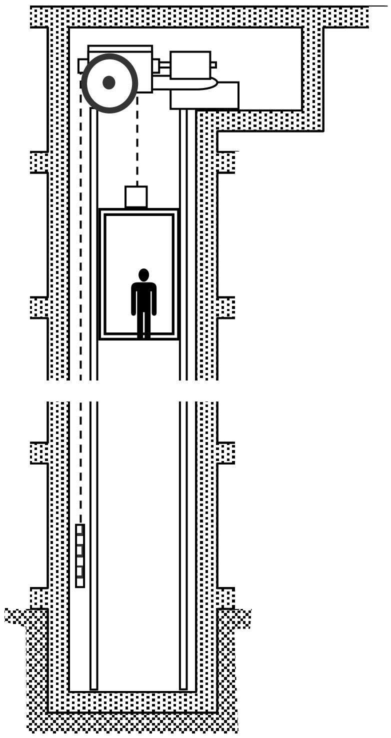


Figure 4.11- Coupe longitudinale de la cage d'ascenseur.

2- Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- le treuil de levage et sa poulie
- la cabine ou la benne
- le contre poids

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie Le treuil soit :

- Pm « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : la charge en cabine

- Pp : le poids de contre poids tel que $Pp=Pm+\frac{Q}{2}$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes D'après la norme (DTI75-1), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m².

Les dimensions sont :

- Largeur : 1,4 m
- profondeur : 1,4 m
- hauteur : 2,2 m
- la largeur de passage libre : 0,8m
- la hauteur de passage libre : 2,00m
- la hauteur de la course : 36,72m

La surface latérale S= (2x1,4+1,4)x2,2=9,24 m²

L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : h0=16 cm

Soit (S) la surface des parois :

a) Tableau 4.6- Le poids mort:

Poids de la cabine: S=(2x1,4+1,4)x2,2=9,24 m²	M1 = 11,5x9,24x1,4 = 148,8 kg
Poids de plancher : S=2,00x2,2=4,4 m²	M2 = 110x4,4 = 484 kg
Poids du toit :	M3 = 20x4,4 = 88 kg
Poids l'arcade :	M4 = 60+(80x1,4) = 172 kg
Poids de parachute :	M5 = 40 kg
Poids des accessoires :	M6 = 80 kg
Poids des poulies de mouflage :	M7 = 2x30 = 60 kg
Poids de la porte de cabine :S=0,2x0,8=1,6m²	M8 = 80+ (1,6x25) =120 kg

-Le poids mort total est : $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1192{,}8\text{kg}$

-le contre poids : $Pp = P_m+\frac{Q}{2} = 1192{,}8+\frac{675}{2} = 1530{,}3kg$

b) calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient du sécurité C_s est de 10 et le rapport $\frac{D}{d}$; (D : diamètre du poulie et d : diamètre du câble)

Est d'au moins de 40 qu'elle que soit le nombre des tirons

Prenons $\frac{D}{d} = 45$ et D = 550mm $\Rightarrow$ d = 12,22 mm

On à : $C_r = C_s.M$………(1)

Avec C_S : cœfficient de sécurité du câble

C_r : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : charge statique nominale portée par la nappe

M=Q +P_m+Mg……….. (2)

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant ($Q+P_m$) ($Mg<<Q+P_m$) $\Rightarrow M=Q+P$

Donc $C_r = C_s.M= C_s.(Q+P)=12(675+1192,8)=22413,6$kg

C'est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage « 0.85 »

$$\Rightarrow C_r = \frac{22413,6}{0.85} = 26368,94\text{kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r=C_{r\,(1\ \text{câble})}\times m\times n$

Avec m : type de mouflage (2brins, 3brins, …)

n : nombre des câble

Pour un câble de d=12,22 mm et m=2 on à : $C_{r\,(1\text{cable})}=8152$kg

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1\text{câble})}\times m} = \frac{26368,94}{8152\times 2} = 1,62 \text{ Soit } \mathbf{n = 2\ câbles.}$$

Le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

<u>2.1-Le poids des câbles</u> (M_g)

$M_g = m\times n\times L$

m : la masse linéaire du câble m=0,515 Kg/m

L : longueur du câble = 31,28m

n : nombre des câbles = 2.

$M_g = m\times n\times L= 0,515 \times 2 \times 31,28 = 32,22$ kg

(2)$\Rightarrow$ M = Q +P_m+M_g = 675 +1192,8 +32,22 = 1900,02 kg

<u>Vérification de C_r :</u>

$C_r = C_{r(1\ \text{câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8$ kg

$C_r = C_s.M \rightarrow C_s= C_r/M = \dfrac{27716,8}{1900,02} = 14,58 > 12$ ………condition vérifiée

<u>Calcul de la charge permanente total G:</u>

$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g$

Le poids de (treuil + le moteur) : P_{treuil} = 1200 kg

- La charge permanente totale : G =1192,8 +1530,3 +1200 +32,22 = **3955,32 kg**
- la surcharge : **Q = 675 kg**

Qu = 1,35G+1,5Q = **6352,18 kg**

<u>2.2-Vérification de la dalle au poinçonnement :</u>

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotes) .

La charge totale ultime : **q_u = 6352,18 kg**

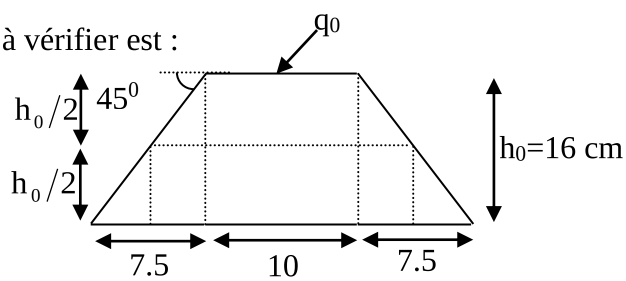
Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de cette charge q_u

Soit :q_0 la charge appliquée sur chaque appui

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6359{,}61}{4} = 1588{,}04kg$$

Selon le BAEL 91 la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$q_0 \le 0.045\mu_c.h_0.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$



<u>Avec</u> :

q_u : charge de calcul à l'E.L.U

h_0 : Epaisseur totale de la dalle.

u_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de (10 x10) cm²

$$\mu_c = 2(U+V) \;;\; h_0 = 16cm$$

$$\{U = a + h_0 = 10 + 16 = 26cm$$

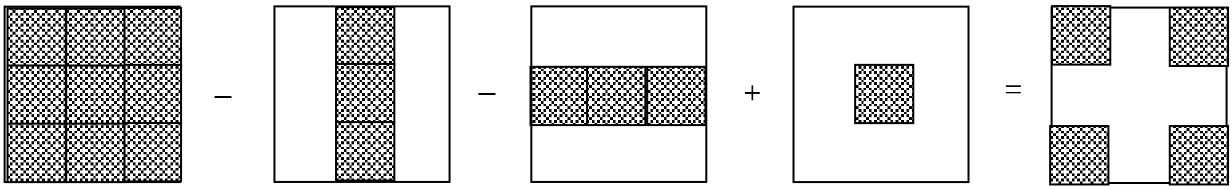
$$\{\; V = b + h_0 = 10 + 16 = 26cm$$

$$\mu_c = 2(26+26) = 104cm$$

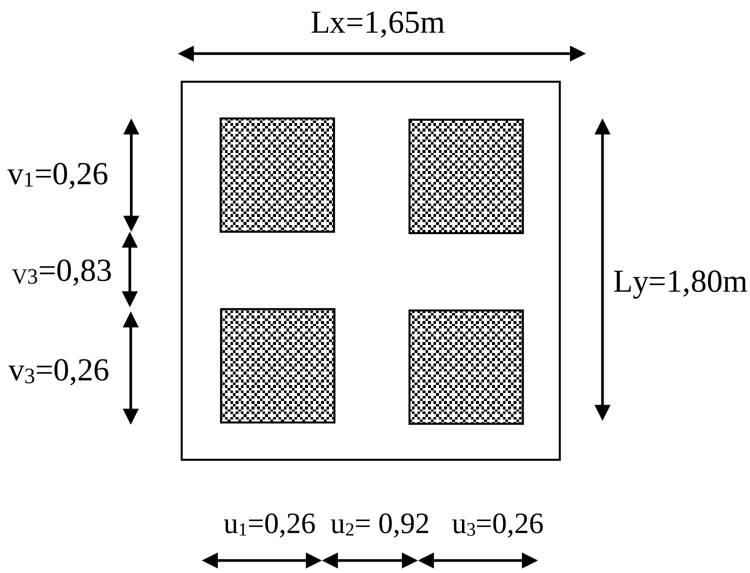
$$\Rightarrow 0.045 \times 104 \times 16 \times \frac{25 \times 10}{1.5} = 12480kg > q_0 = 1588{,}04kg$$

Donc il n'ya pas de risque de poinçonnement.

Evaluation des moments dus aux charges concentrées :



Distances des rectangles :



1) le rectangle (1) :

$\begin{cases} U=144\ cm \\ V=135\ cm \end{cases}$

2) le rectangle (2):

$\begin{cases} U = 92cm \\ V = 135cm \end{cases}$

3) le rectangle (3)

$\begin{cases} U = 144cm \\ V = 83cm \end{cases}$

4) le rectangle (4):

$\begin{cases} U=92cm \\ V=83cm \end{cases}$

Les moments suivant les deux directions :

$M_x = (M_1 + \nu M_2)P$

$M_y = (M_2 + \nu M_1)P$

Avec ν : coefficient de Poisson

À L'E L U $(\nu = 0)$

$\begin{cases} M_x = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{cases}$

$P = P'.S$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (26x26)cm² est :

$$P' = \frac{q_\mu}{u.v} = \frac{1588,04}{0,26.0,26} = 23491,71kg/m^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau 4.7 suivant: Lx=1,65m ; Ly=1,80m

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	**M_1**	**M_2**	**Surface S (m^2)**	**P' (Kg/m^2)**	**P=P'.S (Kg)**	**M_x (Kg.m)**	**M_y (Kg.m)**
1	0,87	0,75	0,055	0,043	1,94	23491,71	45573,91	2506,56	1959,67
2	0,55	0,75	0,074	0,056	1,24	23491,71	29129,72	2155,60	1631,26
3	0,87	0,46	0,066	0,056	1,19	23491,71	27955,13	1845,03	1565,48
4	0,55	0,46	0,089	0,076	0,76	23491,71	17853,70	1588,97	1303,32

Les moments dues aux charges concentrées :

$$M_{X1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 94{,}9 \ \text{Kg.m}$$

$$M_{Y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 66{,}25 \ \text{Kg.m}$$

Moments dues aux charges reparties (poids propre):

Chargement :

Lx=1,65 m
Ly=1,80 m h_0=16 cm

- poids propre : G=0,16 x 2500 = 400 kg/m
- charge d'exploitation : Q = 100 Kg /m

Charge ultime: qu=1,35G+1,5Q=690 kg/m

Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1{,}65}{1{,}8} = 0{,}91 > 0.4 \Rightarrow \ \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

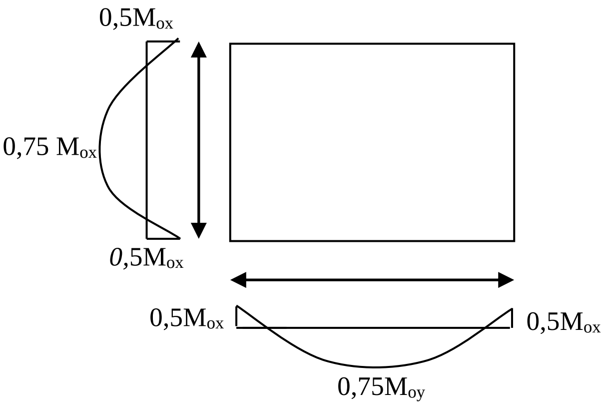
$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x . q_\mu . l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y . M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0.9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0447 \\ \mu_y = 0{,}8036 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{X2} = 83{,}97 \ \text{kg.m} \\ M_{Y2} = 67{,}47 \ \text{kg.m} \end{cases}$$

Les moments appliqués à la dalle:

$$M_{0X} = M_{X1} + M_{X2} = 83{,}97 + 94{,}90 = 178{,}87 \ \text{kg.m}$$

$$M_{0Y} = M_{Y1} + M_{Y2} = 67{,}47 + 66{,}25 = 133{,}72 \ \text{kg.m}$$



Moments retenus :

En travée:

M_{tx} = 0,75.M_{0X} =134,15 kg.m
M_{ty} = 0,75.M_{0y} =100,29kg.m

Sur appuis:

M_{ax} = M_{ay} = 0,5.M_{0x} =89,43 kg.m

2.3- Calcul du ferraillage de la dalle: Le ferraillage se fait sur une bande de (1m) de largeur

Données :

- Largeur de la poutre b=100cm.
- Hauteur de la section h=16cm
- Hauteur utile des aciers tendus d=0,9h=14,4 cm.
- Contrainte des aciers utilisés fe=400 Mpa, σ_s=348Mpa
- Contrainte du béton à 28 jours f_{c28}=25 Mpa, f_{bc}=14,17Mpa.
- Contrainte limite de traction du béton ft_{28}=2,1Mp
- Fissuration peu préjudiciable

❖ **En travée :**

➤ **Sens L_x :**

Le moment ultime:M_{tx} =134,15 kg.m =1341,50 N.m

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1341,5}{100 \times (14,4)^2 \times 14,17} = 0,0045 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,0045 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,998$$

La section d'acier (As_x): $$As_x = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1341,5}{0,998 \times 14,4 \times 348} = 0,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Sens Ly:**

Le moment ultime:M_{tx} =100,29 kg.m =1002,9N.m

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1002,9}{100 \times (14,4)^2 \times 14,17} = 0,003 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,003 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,998$$

La section d'acier (As_x): $$As_x = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1002,9}{0,998 \times 14,4 \times 348} = 0,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Sur appui:**

Le moment ultime:M_{ax} =M_{ay} =89,43 kg.m =894,3 N.m

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{894,3}{100 \times (14,4)^2 \times 14,17} = 0,003 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,003 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,998$$

La section d'acier (As_x):

$$As_x = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{894,3}{0,998 \times 14,4 \times 348} = 0,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Section minimale des armatures:

Puisque h_0=16 cm (12 cm ≤ h_0 ≤ 30 cm)

On peut appliquée la formule suivante:

- **Sens Ly:**

$A_{y\,min}$ = 8.h_o (m)=8.0,16=1,28 cm²/ml.

$$\begin{cases} At_y = 0,12 \text{ cm}^2/\text{ml} < Ay_{min} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } \mathbf{At_y = Ay_{min} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ Aa_y = 0,18 \text{cm}^2/\text{ml} < Ay_{min} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } \mathbf{Aa_y = Ay_{min} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}} \end{cases}$$

- **Sens Lx:**

$$Ax_{min} = Ay_{min}\left(\frac{3-\alpha}{2}\right) = 1,28\left(\frac{3-0,9}{2}\right) = 1,34 cm^2 / mL.$$

$$\begin{cases} At_x = 0,27 \text{ cm}^2/\text{ml} < Ax_{min} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } \mathbf{At_x = Ax_{min} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ Aa_x = 0,18 \text{ cm}^2/\text{ml} < Ax_{min} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } \mathbf{Aa_x = Ax_{min} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml}} \end{cases}$$

Choix des aciers:

Le diamètre: h_0 =16cm = 160 mm

On à : $\phi \le \frac{h_o}{10} \Leftrightarrow \phi \le 16mm.$

- ✓ **En travée:**
  - **Sens Lx:**

$$\begin{cases} At_x = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x \le \min(3h_0\,,\, 33 \text{ cm}) \\ St_x \le 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St_x = 33 \text{ cm}} \end{cases}$$

  - **Sens Ly:**

$$\begin{cases} At_y = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y \le \min(4h_0\,,\, 45 \text{ cm}) \\ St_y \le 45 \text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{5T8 \text{ p.m} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St_y = 25 \text{ cm}} \end{cases}$$

- ✓ **Sur appuis (chapeaux):**

$$\begin{cases} Aa = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St \le 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St = 33 \text{ cm}} \end{cases}$$

Nécessité de disposer des armatures transversales :

1) La dalle est bétonnée sans reprise

2) $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\text{avec}: \tau_u = \frac{V_{u\,tot}}{b.d};\text{et} \quad \overline{\tau} = \frac{10.h_0}{3}.\min(0{,}13fc_{28};5Mpa)$$

$$V_{u\,tot} = \left\{ V_X + V_V \quad \text{Sens Lx} \right.$$

$$V_{u\,tot} = \left\{ V_y + V_u \quad \text{Sens Ly} \right.$$

On calcule Vx et Vy:(efforts tranchants dus aux charges reparties):

$$\alpha > 0{,}4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \dfrac{L_x}{2} \dfrac{1}{1+\dfrac{\alpha}{2}} & ;V_x > V_y \\ V_y = q_u \dfrac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 6900 \times \frac{1{,}65}{2} \times \frac{1}{1+\dfrac{0{,}91}{2}} = 3912{,}37N = 3{,}91KN$$

$$\text{Donc : } V_y = \frac{6900 \times 1{,}65}{3} = 3795N = 3{,}79KN \prec V_x$$

On calcule Vv et Vu (efforts tranchants dus aux charges localisées):

$$Vu = \frac{p_u}{2u+v} = \frac{1588{,}04}{2.0{,}26+0{,}26} = 20{,}36KN$$

$$(Vv = \frac{p_u}{3.u} \overset{?}{\leq} Vu) \Leftrightarrow \frac{1588{,}04}{3.0{,}26} = 20{,}36KN$$

Comme (u=v=26 cm)⇒Vu=Vv=20,36 KN

Donc l'effort total V_{tot} :

- **Sens Lx** : V_{tot}=Vx+Vv = 3,91+20,36 =24,27 KN
- **Sens Ly** : V_{tot}=Vy+Vu = 3,79 +20,33=24,15 KN

D'où: **V_{tot}=max (V_{tot}x, V_{tot}y)**

V_{tot}=24,27 KN

Donc:

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b.d} = \frac{24,27.10^3}{1000.144} = 0,168\,MPa.$$

$15cm \prec h_0 = 16cm \prec 30cm$ on vérifiée que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_{ulim} = \frac{10.h_0}{3}.\min(0,13fc_{28};5Mpa)$$

$$\tau_u = 0,168MPa < \bar{\tau}_{ulim} = \frac{10.0,16}{3}.\min(3.25Mpa\,;5Mpa) = 1,73\,MPa\text{........condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

<u>2.4- Les vérifications à L'E.L.S :</u>

<u>- Calcul des sollicitations à L'E.L.S :</u>

<u>a) charge localisée:</u>

$M_{0x} = (M_1 + \nu\, M_2)\, p_{ser}$

$M_{0y} = (M_2 + \nu\, M_1) p_{ser}$ Avec: $\nu = 0,2$(E.L.S)

$P_{ser} = p'_{ser} \times S = \frac{q_{aser}}{u.v}.S$

$p_{ser} = \frac{q_{aser}}{u.v}; \quad q_{aser} = (G+Q).\frac{1}{4}$

$q_{a\,ser}$=(3955,32+675).1/4=1157,58 kg

Donc: P'ser =1158,98/(0,26)²=17123,96 kg/m²

P'ser=17123,67.S

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau 4.8 suivant:

rectangle	**U/Lx**	**V/Ly**	**M_1**	**M_2**	**S (m²)**	**P_{ser}= P'_{ser}.S**	**M_{0x}(kg.m)**	**M_{0y}(Kg.m)**
1	0,87	0,75	0,055	0,043	1,94	33220,48	2112,82	1793,90
2	0,55	0,75	0,074	0,056	1,24	21233,71	1809,11	1503,34
3	0,87	0,46	0,066	0,056	1,19	20377,51	1573,14	1410,12
4	0,55	0,46	0,089	0,073	0,76	13014,21	1348,27	1181,90

<u>- Moment due aux charges localisées</u> :

$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4}$ = **78,84 kg.m**

$M_{oyc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4}$ = **62,34 kg.m**

<u>b- Moment due aux charges réparties (E.L.S):</u>

G= 0,16.2500 = 400Kg/m²; ep =16cm

Q =100kg/m² .

Q_{ser} =100+400 = 500Kg/m²

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0{,}91 > 0{,}4 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

$\alpha = 0{,}9$ (E.L.S) $\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0518 \\ \mu_y = 0{,}8646 \end{cases}$

$M_{oxr} = \mu_x.q_{ser}.L_x^2 \quad = 0{,}0518.500.(1{,}65)^2 = 70{,}51$ kg.m

$M_{oyr} = .\mu_y.M_{oxr} = 0{,}8646.70{,}51 = 60{,}96$ kg.m

Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact seront donc :

$M_{0x}= M_{0xc}+ M_{0xr}$=78,84+70,51=149,35 kg.m

$M_{0y}= M_{0yc}+ M_{0yr}$= 62,34+60,96=123,30 kg.m

Les moments en travées et en appuis :

$M_{tx} = 0{,}75M_{ox} = 112{,}01$kg.m

$M_{ty} = 0{,}75M_{oy} = 92{,}47$kg.m

$M_{ax} = M_{ay} = 0{,}50M_{ox} = 74{,}67$kg.m

2.5- Vérification des contraintes dans le béton :

- **Suivant L_x :**

- ✓ **En travée :**

$Mt_x = 1282{,}9$ N.m ; $A_t = 3{,}14$cm^2/mL ; $A' = 0$

Position de l'axe neutre (y) :

Y= $by^2/2+nA_s'(y-d)-nA_s(d-y)=0$

On à :

A_s'=0 ;et n=15

D'ou :

50y²-15.3,14(14,4-y)=0

Donc : **y=3,24cm**

Calcul du moment d'inertie:

I= $by^3/3+15As(d-y)^2$

I=100. $(3{,}24)^3/3+15.3{,}14(14{,}4-3{,}24)^2$

I=6700cm^4

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

σ_{bc} = K..y= (Mser/I).y

σ_{bc} =1120,1./6700.3,24=0,54Mpa

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma_{bc}}$:

$\overline{\sigma_{bc}}$=0,6 fc_{28}=15MPa

Alors :

σ_{bc} =0,54 Mpa< $\overline{\sigma}_{bc}$=15MPa ………………condition vérifiée

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

- ✓ **sur appuis :**

M_{app}=74,67 kg.m , A_a=3,14cm²/ml , $A'=0$.

Position de l'axe neutre (y) :

Y=3,24cm

Moment d'inertie (I):

I=6700 cm^4

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

σ_{bc} = K..y= (Mser/I).y

σ_{bc} =746,7./6700.3,24=0,36 Mpa

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

$\overline{\sigma}_{bc}$=0,6 fc_{28}=15MPa

Alors :

σ_{bc} =0,36 Mpa< $\overline{\sigma}_{bc}$=15MPa ………………condition vérifiée

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

- ❖ **Suivant L_y :**

- ✓ **En travée :**

$Mt_y = 92{,}47 kg.m \quad ; A_t = 2{,}51 cm^2/ml \quad ; A' = 0$

Position de l'axe neutre (y) :

Y= $by^2/2+nA_s'(y-d)-nA_s(d-y)=0$

On à :

A_s'=0 ;et n=15

D'ou :

50y²-15.2,51(14,4-y)=0

Donc : **y=2,94cm**

Calcul du moment d'inertie:

I= $by^3/3+15As\,(d-y)^2$

I=100. $(2{,}94)^3/3+15.2{,}51.(14{,}4-2{,}94)^2$

I=5791,70 cm^4

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

σ_{bc} = K..y= (Mser/I).y

σ_{bc} =924,7./5791,70.2,94=0,47 Mpa

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

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

Alors :

σ_{bc} =0,47 Mpa< $\overline{\sigma}_{bc}$=15MPa ………………condition vérifiée

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

2.6- Disposition du ferraillage:

-**Arrêt des barres** :

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total.

Fe400 ; f_{c28}=25MPa.

Donc : **L_s = 40Φ = 40.0,8 = 32cm.**

* Cas des charges uniformes.

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour et ancrés au de la de celui-ci.

Arrêt des barres sur appuis :

L_1=max (L_s ; $\frac{1}{4}\left(0,3+\frac{Ma}{M_{0x}}\right)$ L_x)=max (32cm ; 33cm).

L_1=33cm.

L_2=max (L_s ;L_1/2) = max (32cm ;16,5cm)

L_2=32cm.

Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis a raison d'un sur deux dans le cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance des appuis inférieurs au Lx /10 de la portée.

Lx /10=165/10=16,5cm

Armatures finales :

Suivant L_x : A_t=3,14cm²/ml soit4T10 /mL avec S_t=25cm

A_a=3,14cm²/ml soit4T10 /mL avec S_t=25cm

Suivant L_y : A_t=2,51cm²/ml soit 5T8 /mL avec S_t=25cm

A_a=3,14cm²/ml soit4T10 /mL avec S_t=25cm

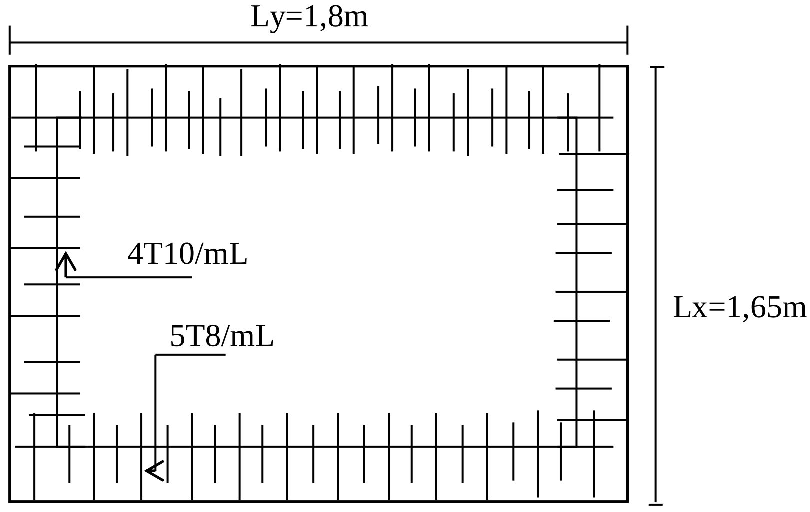


Figure.4.12- Ferraillage Supérieur du panneau de dalle.

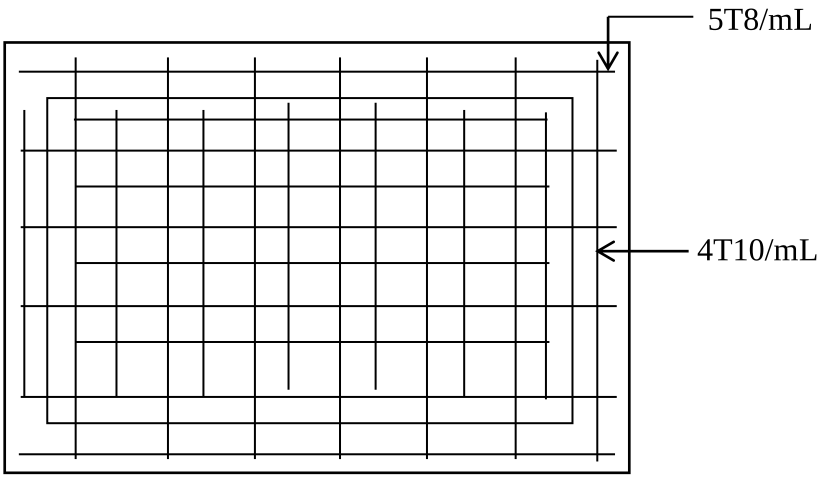


Figure4.13- Ferraillage Inférieur du panneau de dalle.

- Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le R.P.A 99 (version 2003); l'épaisseur du voile doit être ≥ 15 cm.

On adopte une épaisseur **ep =20 cm**.

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferraillé par:

A_{min}= 0,1% b.h $_t$ = 0,1.0,01.100.20 = 2cm²/ml

Le voile est ferraillé en deux nappes avec **5T10/ml** soit (A_{adopte} = 3,93cm^2/ml)

L'espacement **S_t=20cm.**