III.1. ***LES ESCALIER :***

Les escaliers sont une partie du gros œuvre qui fait communiquer entre eux les différents niveaux d'un immeuble. A la différence d'un incliné (rampe de garage, par exemple), l'escalier est composé de plans horizontaux et verticaux successifs : marches, contremarche et paliers.

Ils constituent une issue de secours importante en cas d'incendie, l'établissement des escaliers nécessite le respect de certains facteurs, ils doivent être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à monter sans fatigue, ce qui implique une conservation de la cadence des pas ou une régularité dans son exécution, cet équilibre est réalisé par une relation entre la hauteur d'une marche et le giron :

$2h + g = p\,;\, avec\ p : l'amplitude\ du\ pas.$

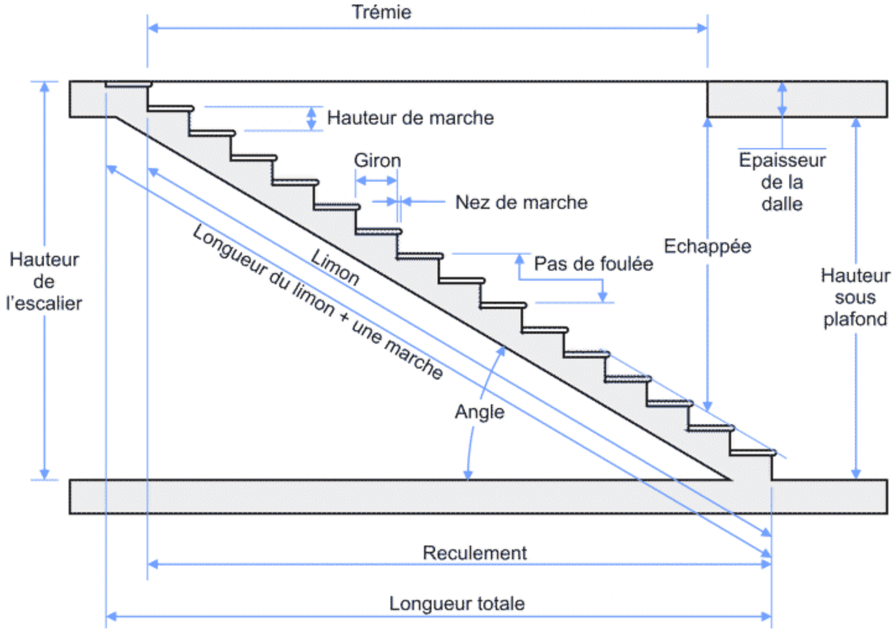


Figure 1: Coupe descriptive d'un escalier.

1 Dimensions des escaliers :

Si « g » est la distance horizontale entre deux nez de marche successifs et « h » la hauteur de la marche, la relation linéaire suivante, dite « formule de Blondel », vérifie la constatation empirique suivante :

$59\ cm\ \leq 2h + g \leq 66\ cm$; Avec :

h : La hauteur de la marche (contre marche) ;

g : La largeur de la marche.

On prend : $2h + g\ = 64\ cm$

On a aussi c'est deux formules :

$$H = n \times h = \frac{h_e}{2}\ et\ L = (n-1)g \dots\dots\dots\dots\dots (1)$$

Avec :

H : Hauteur entre les faces supérieurs des deux paliers successifs d'étage ;

n : Le nombre de contre marche :

L : La projection horizontale de la longueur total de la volée.

.2 Etude d'un escalier à trois volées :

Pour RDC et 1er étage :

He=5 ,1m H=He /3=1,7m

a) Dimensionnement des marches et contre marches :

D'après (1), on a :

$$h = \frac{H}{n} \; et \; g = \frac{L}{n-1}$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = \left(\frac{L}{n-1} + 2\right) \times \frac{H}{n}$$

Et puis : $mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2)$

Avec : $m = 64\ cm, H = 170cm\ et\ L = 270\ cm$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 844n + 510 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 10\ (nombre\ de\ contre\ marche)$

Donc : $n - 1 = 9\ (nombre\ de\ marche)$

$$h = \frac{170}{10} = 17\ cm\ et\ g = \frac{270}{9} = 30\ cm$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$59\ cm \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66\ cm = 59\ cm \leq 64\ cm \leq 66\ cm\ ; Condition\ vérifiée$

L'inégalité vérifiée, on a : 10 marches avec $g = 30\ cm\ et\ h = 17\ cm.$

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan\alpha = \frac{17}{30} = 0{,}57 \;\Rightarrow\; \alpha = 29{,}54° \;\rightarrow\; \cos\alpha = 0{,}87$$

b) Epaisseur de la volée (e_v) :

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30\cos\alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20\cos\alpha} \rightarrow \frac{270}{30 \times 0{,}87} \leq e_v \leq \frac{270}{20 \times 0{,}87} \rightarrow \quad 10.34 \leq e_v \leq 15.51$$

$e_v = 12\ cm$

c) Epaisseur du palier (e_p):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos\alpha} = \frac{12}{0{,}87} = 13.79\ cm \qquad e_p = 14\ cm$$

.2-1 Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :

a) Volée

Tableau 1 : Evaluation des charges et surcharges

N°	Désignation	Poids $\frac{KN}{m^2}$
1	**Revêtement en carrelage horizontal (3cm)**	0,60
2	**Mortier de ciment horizontal (2cm)**	0,40
3	**Revêtement en carrelage vertical C_{HX}h/g**	0,34
4	**Mortier de ciment vertical :M_H.h /g**	0,23
5	**Poids propre de la paillasse** $ev \times 25/\cos\alpha$	3,34
6	**Poids propre des marches 22.h/2**	1,87
7	**Enduit en plâtre (0,2)**	0,23
		$\sum$ G = 7,11

Surcharge Q = 2,50 KN /m^2

Q_U= (1,35.G +1,50.Q) x1 = 13 ,34kN/ml

b) Palier :

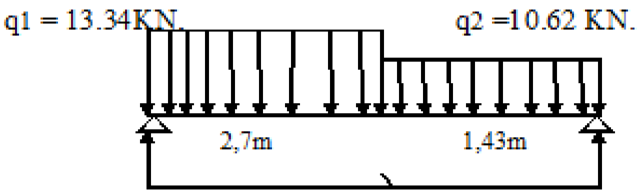
Tableau 2 Evaluation des charges et surcharges

N=^{0}	Désignation	Poids KN/m^2
1	**Poids propre du palier epx25**	3, 5
2	**Carrelage+sable+mortier de pose**	1,36
3	**Enduit en plâtre**	0,23
		G=5,04

$Q_U = (1{,}35.G + 1{,}50.Q) \times 1 = 10{,}62\ kN/ml$

$Q_S = (G + Q) \times 1 = 7{,}51 KN/ml$

a)Volée1=volée2:



on applique la méthode RDM

$\sum Fx = 0 \Rightarrow R_a + R_b - q_2 \times 1.43 - q_1 \times 2.7 = 0$

$\Rightarrow R_a + R_b = 13.34 \times 2.7 + 10.62 \times 1.43$

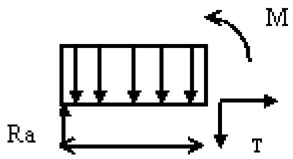
$\Rightarrow R_a + R_b = 51{,}31$ KN / m^2

$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_a \times 4{,}13 = q_1 \times 2.7 \times 2.78 + q_2 1.43 \times 1{,}43/2$

$R_a = 26{,}89$ KN

$R_b = 24{,}32$ KN

<u>Section 1-1:</u>(0<x<2,7)



$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_a - qx = T$

$\Rightarrow Tx = 26{,}89 - 13.34x$

$\Rightarrow T(0) = 0 \Rightarrow x = 1{,}76kN$ x

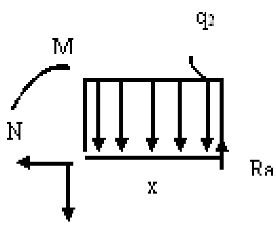
$\sum M_0 = 0 \Rightarrow R_a x - qx^2/2$

$\Rightarrow Mx = 26{,}89x - 13{,}34x^2/2$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = 26{,}89\ KN \\ x = 2{,}7 \Rightarrow T(2.7) = -9{,}128\ KN \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2{,}7) = 23{,}97 KN.m \end{cases}$$

<u>Section2-2</u>(0<x<1,43)



$\sum Fy = 0 \Rightarrow t(x) = -Rb + q2x$

$\Rightarrow Tx = -24{,}32 - 10.62\,x$

$\sum M_0 = 0 \Rightarrow Mx = R_b x - qx^2/2$

$\Rightarrow Mx = 24{,}32x - 10{,}62X^2/2$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = -24{,}32\ KN \\ x = 1{,}43 \Rightarrow T(1.43) = -9{,}13\ KN \end{cases}$$

$$\Rightarrow M\begin{cases} M(0) = 0 \\ (1{,}43) = 23{,}9\ KN.m \end{cases}$$

$Mmax = 27{,}07 KN.m$

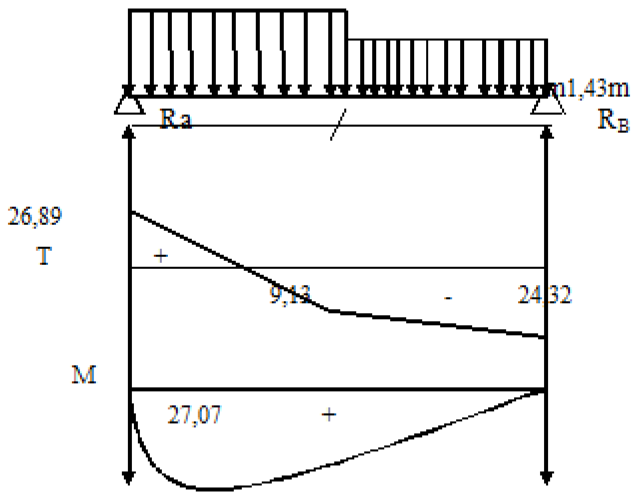


Figure III. 2:diagramme de moment

Moment en travée :

$Mt = 0{,}85\ M0 \Rightarrow Mt = 0.85\ x\ 27{,}07$

$= 23{,}01\ KN.m$

Moment en appuis :

$Ma = 0{,}4\ M0 \Rightarrow Ma = 0{,}4\ x\ 27{,}07$

$= 10{,}82\ KN.m$

III.1.2.1Ferraillage :

-En Travée

$Mt = 23{,}01\ KN.m$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{23{,}01 \times 10^3}{100 \times 10{,}8^2 \times 14{,}17} = 0{,}138 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a: $\beta = 0{,}925$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{23{,}01 \times 10^3}{0{,}925 \times 10{,}8 \times 348} = 6{,}62\ cm^2\ /\ ml$$

On adopte 5T14 avec : $A_{adm} = 7{,}7\ cm^2\ /\ mlet S_t = 20\ cm$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1{,}93\ cm^2\ /\ ml$$

On adopte 4T12 avec : $A_{adm} = 4{,}52\ cm^2\ /\ ml$

b) Sur appuis :

Le moment ultime :

$M_a = 10{,}82 kN.m\ ;\ h = 14\ cm\ ; d = 0{,}9h = 12{,}6\ cm\ ; b = 1\ m$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10{,}82 \times 10^3}{100 \times 12{,}6^2 \times 14{,}17} = 0{,}048 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0{,}975$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10{,}82 \times 10^3}{0{,}975 \times 12{,}6 \times 348} = 2{,}53\ cm^2\ /\ ml$$

On adopte3T10 avec : $A_{adm} = 4{,}52\ cm^2\ /\ ml$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1{,}13\ cm^2\ /\ ml$$

On adopte4T12 avec : $A_{adm} = 8{,}04 cm^2 / ml$

Vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23 \times 100 \times 12{,}6 \times 2{,}1}{400} = 1{,}52\ cm^2$$

$$A_s = 7{,}7\ cm^2 / ml > A_{min} = 1{,}52\ cm^2 / ml\ ; Condionvérifiée.$$

b) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{26{,}87 \times 10}{100 \times 10{,}8} = 2{,}48\ MPa$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = \min(0{,}13 f_{c28}\ ; 5\ MPa) = \min(3{,}25\ MPa\ ; 5\ MPa) = 3{,}25\ MPa$$

$$\tau_u = 2{,}48\ MPa < \overline{\tau_u} = 3{,}25\ MPa\ ; Conditionvérifiée.$$

c) Vérification au niveau des appuis :

$$A_{min} = \frac{1{,}15}{f_e}\left(T + \frac{M_a}{0{,}9d}\right) = \frac{1{,}15}{400}\left((26{,}87 \times 10^{-3}) + \frac{10{,}82 \times 10^{-3}}{0{,}9 \times 12{,}6 \times 10^{-2}}\right) = 0{,}77\ cm^2$$

$$A_{adm} = 7{,}7\ cm^2 > A_{min} = 0{,}77 cm^2\ ; \qquad Conditionvérifiée$$

III.1.2.3Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$M_{0Ser} = 19{,}44$ kN. m ; Ontenue par RDM

$M_{t\,ser} = 0{,}85 \times M_{0ser} = 16{,}52$ kN. m

$M_{aser} = 0{,}4 \times M_{tmax} = 7{,}77\ kN.m$

1) En travée :

$A_s = 7{,}7\ cm^2 / ml$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_S(d - y) = 50y^2 + 116{,}55y - 1258{,}74 = 0 \rightarrow y = 3{,}98\ \text{cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3{,}98^3}{3} + (15 \times 7{,}7)(10{,}8 - 3{,}98)^2 = 7522{,}6\ cm^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{16{,}52 \times 10^3}{7522{,}6} \times 3{,}98 = 8{,}17\ MPa$$

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

$\sigma_b = 8{,}17 < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$;…………….. Condition vérifiée

2) Sur appuis :

$A_s = 4{,}52\ cm^2\ /\ ml$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_S(d-y) = 0 \rightarrow y = 3{,}21\ cm$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = 5008{,}37cm4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{7{,}76 \times 10^3}{5008{,}37} \times 3{,}21 = 4{,}31\ MPa$$

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

$\sigma_b = 4{,}31Mpa < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$; Condition vérifiée

Vérification de la flèche :

On doit vérifier 2 conditions :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{14}{413} = 0{,}034 > 0{,}033\ ; Condition\ vérifiée\ ;$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{7{,}7}{100 \times 10{,}8} \geq \frac{2}{400} \Rightarrow 0{,}0072 > 0{,}005\ ; Condition\ vérifiée.$$

b) volée2

volée2

Escalier en console :

Au niveau de RDC et 1ere étage il y a un escalier en console ; les marches sont encastrées dans poutre brisée

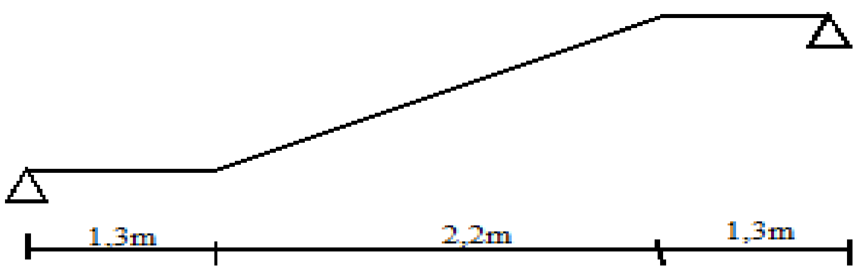


Figure 3 Schéma statique d'une volée + 2paliers.

a)Dimensionnement :

$$\begin{cases} a_{1=}h + a_2 \\ h_{eq} = \dfrac{h + 2a_2}{2} \end{cases}$$

$$h_{eq} = \frac{h}{2} + a_2$$

L'épaisseur de la dalle est :

Cosα=$\frac{e}{a_2} \Rightarrow a_2 = \frac{e}{\text{Cos}\alpha}$ et $h_{eq} = \frac{h}{2} + \frac{e}{\text{Cos}\alpha}$

h=17cm

H=n.h$\Rightarrow n = \frac{H}{h} = 10\ contre\ marche$

n-1=9 marche

Selon BLONDEL :

$2h + g = 64 \Leftrightarrow g = 30cm$

$tan\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0{,}57 \Rightarrow \alpha = 29{,}°\ et\ \ \cos\alpha = 0{,}87$

L'épaisseur de la paillasse est très mince (e=4cm)

Donc : $h_{eq} = 13{,}1cm$

b) Descente des charges :

Revêtement en carrelage horizontal (3 cm) : … … … … … … … . . . … … … 0,6 kN/m^2

Mortier de ciment horizontal (2 cm) : …... … … … … … … … … … … … . 0,40 kN/m^2

Revêtement en carrelage vertical ($ep \times 0{,}20 \times \frac{h}{g}$): . . … … . … … … … … 0, 34 kN/m^2

Mortier de ciment vertical ($ep \times 0{,}20 \times \frac{h}{g}$) (2 cm) : … … … … … … … … 0,23 kN/m^2

Poids propre de la paillasse+: Poids propre des marches … … … … … … … 3,27KN/m^2

Enduit en plâtre (1 cm) … … … … … . . . … … … … … . . $(2\ X\ 0{,}10)/0{,}87\ =\ 0{,}23\ kN/m^2$

$$G\ =\ 5{,}07\ kN/m^2$$

$$Q\ =\ 1{,}50\ kN/m^2$$

Calcul des sollicitations (pour 1 ml)

ELU :

$Q_U =\ (1{,}35.G\ + 1{,}50.Q)\ x1 = 9{,}09KN/ml$

ELS:

$Q_S\ =\ (G + Q)x1\ =\ 6{,}51KN/ml$

Le schéma statique de ce type est considéré comme une console.

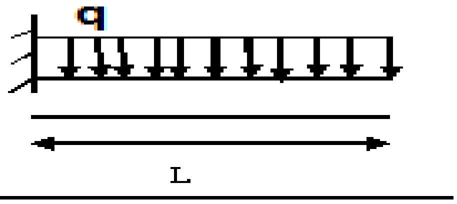


Figure 4: schéma statique de la marche

$M_A = -\frac{PL^2}{2} = -7{,}68KN/ml$

$T_{A=} - PL$=11,82KN/ml

e) Calcul ferraillage en travée à l'E.L.U :

On a : $M_u = 7{,}68\ kN.m$

4.5 Ferraillage de l'escalier :en travée

Mu (KN.m)	µ	β	A'	$A_s(cm^2)$	Amin (cm^2)	A_s>Amin (cm^2)	A_{adop} (cm²/ml)
7,68	0,038	0,981	0	1,91	1,42	1,91>1,42	3T12 A_s =3,39

Figure 5 : ferraillage en travée

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

$M_{0\ max} = 6{,}51\ kN.m\ ; Ontenue\ par\ RDM$

$A_s = 3{,}39\ cm^2\ /\ ml$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_S(d-y) = 50y^2 + 161{,}55 - 1744{,}74 = 0 \rightarrow y = 2{,}99\ cm$$

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 2{,}99^3}{3} + (15 \times 2{,}99)(11{,}8 - 2{,}99)^2 = 4374{,}62\ cm^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6{,}51 \times 10^3}{4374{,}62} \times 2{,}66 = 3{,}95\ MPa$$

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

$\sigma_b = 3{,}95 < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$; Condition vérifiée

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{11{,}82 \times 10}{100 \times 11{,}8} = 0{,}10\ MPa$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} = \min(0{,}13 f_{c28}\ ; 5\ MPa) = \min(3{,}25\ MPa\ ; 5\ MPa) = 3{,}25\ MPa$

$\tau_u = 0{,}10\ MPa < \overline{\tau_u} = 3{,}25\ MPa$; *Condition vérifiée.*

e) Calcul de la flèche :

$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0{,}083 > 0{,}06$; *Condition vérifiée* ;

$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t\ ser}}{10 \times M_{0\ ser}} \Rightarrow 0{,}085 = 0{,}085$; *Condition vérifiée* ;

$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4{,}2/f_e \Rightarrow 0{,}002 < 0{,}0105$; *Condition vérifiée.*

III.2. ***Etude de la poutre brisée:***

.1 Dimensionnement :

Selon **le B.A.E.L 91/1999**, le critère de rigidité est :

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10} \Rightarrow 34\ cm \leq h \leq 51\ cm$

On prend : $h = 45\ cm\ donc\ d = 0{,}9h = 40{,}5\ cm$

$0{,}3d \leq b \leq 0{,}4d \Rightarrow 12{,}15\ cm \leq b \leq 16{,}2\ cm$

On prend : $b = 35\ cm$

Les vérifications des conditions du R.P.A. 99/2003 :

$h = 45\ cm > 30\ cm$; *Condition vérifiée* ;

$b = 35cm > 20\ cm$; *Condition vérifiée* ;

$\frac{h}{b} = 1{,}2 < 4$; *Condition vérifiée*

Calcul des efforts agissant sur la poutre :

Poids propre de la poutre : $G_p = 0{,}45 \times 0{,}35 \times 25 = 3{,}93\ kN/m$

Poids du mur situé sur la poutre : $G_m = \left(\frac{5{,}1-0{,}4}{2}\right).2{,}81 = 6{,}6\ kN/m$

Charge d'exploitation : $Q = 1{,}5\ kN/m$

Réaction du palier : $R_b = 28{,}5\ kN/m$

$Q_u = \left(1{,}35 \times (3{,}93 + 6{,}6 + 28{,}5)\right) + (1{,}5 \times 1{,}50) = 54{,}94\ kN/m$

$Q_{ser} = 3{,}93 + 6{,}6 + 1{,}50 + 28{,}5 = 40{,}53\ kN/m$

3 Calcul des sollicitations à l'E.L.U :

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{54{,}94 \times 5{,}1^2}{8} = 178{,}62\ kN.m$$

$$M_t = 0{,}85 M_0 = 151{,}83\ kN.m$$

$$M_a = 0{,}40 M_0 = 71{,}45\ kN.m$$

Mu (KN.m)	μ	β	A'	A_s(cm²)	Amin (cm²)	A_s>Amin (cm²)	A_{adop} (cm²/ml)
Mt=151,83	0,186	0,896	0	12,02	1,42	12,02>1,42	8T14 A_s =12,31
Ma=71,45	0,088	0,954	0	5,31	1,42	5,31>1,42	5T12As=5,65

III.3. ***Etude d'un escalier à deux volées (étage courant) .***

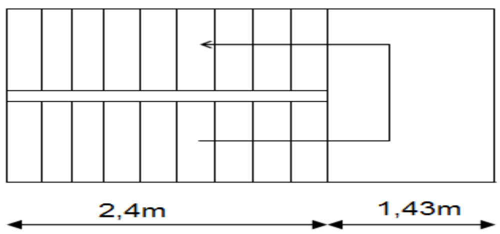


Figure 6 : schéma d'un escalier à deux volées

.1Dimensions des escaliers :

Si « g » est la distance horizontale entre deux nez de marche successifs et « h » la hauteur de la marche, la relation linéaire suivante, dite « formule de Blondel », vérifie la constatation empirique suivante :

$59\ cm \leq 2h + g \leq 66\ cm$; Avec :

h : La hauteur de la marche (contre marche) ;

g : La largeur de la marche.

On prend : $2h + g = 64\ cm$

On a aussi c'est deux formules :

$$H = n \times h = \frac{h_e}{2}\ et\ L = (n-1)g \dots\dots\dots\dots\dots (1)$$

Avec :

H : Hauteur entre les faces supérieurs des deux paliers successifs d'étage ;

n : Le nombre de contre marche :

L : La projection horizontale de la longueur total de la volée.

Avec :

H : Hauteur entre les faces supérieurs des deux paliers successifs d'étage ;

n : Le nombre de contre marche :

L : La projection horizontale de la longueur total de la volée.

a) Dimensionnement des marches et contre marches :

$D'après\ (1), on\ a : He = 3\,,06m\ et\ H = He/2 = 1{,}53m$

$$h = \frac{H}{n}\ et\ g = \frac{L}{n-1}$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = \left(\frac{L}{n-1} + 2\right) \times \frac{H}{n}$$

Et puis : $mn^2 - (m + 1 + 2H)n + 2H = 0 \dots\dots\dots\dots\dots (2)$

Avec : $m = 64\ cm, H = 153\ cm\ et\ L = 240cm$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 610n + 306 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 9$ ($nombre\ de\ contre\ marche$)

Donc : $n - 1 = 8$ ($nombre\ de\ marche$)

$$h = \frac{153}{9} = 17\ cm\ et\ g = \frac{L}{n-1} = 30\ cm$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$59\ cm \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66\ cm = 59\ cm \leq 64\ cm \leq 66\ cm\ ; Condition\ vérifiée$

L'inégalité vérifiée, on a : 8 marches avec $g = 30\ cm\ et\ h = 17\ cm$.

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan\alpha = \frac{17}{30} = 0{,}57 \ \Rightarrow\ \alpha = 29{,}54° \ \rightarrow\ \cos\alpha = 0{,}87$$

2-Epaisseur de la paillasse (ep):

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30\cos\alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20\cos\alpha}$$

$\Leftrightarrow \frac{240}{30 \times 0{,}87} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0{,}87} \Leftrightarrow 10{,}34\text{cm} \leq e_v \leq 15{,}51\text{cm}$, on prend:**e_v=12cm**

c) Epaisseur du palier (e_p):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos\alpha} = \frac{12}{0{,}87} = 13{,}75\ cm$$

$e_p = 14\ cm$

Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :

a)paillasse :

G = 7,11kN/m² Q = 2,50 kN/m²

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur : $\begin{cases} q_u = 13{,}34\ kN/ml \\ q_{ser} = 9{,}61 kN/ml \end{cases}$

b) Palier :

G = 5,61 kN/m²

Q = 2,50 kN/m²

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur :

$$q_u = (1{,}35G + 1{,}5Q) \times 1 = 10{,}62\ kN/m^2$$

$q_{ser} = (G + Q) \times 1 = 7{,}51\ kN/m^2$

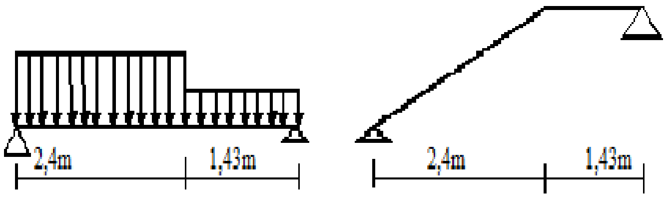


Figure 7 Schéma statique d'une volée + paliers.

-Calcul des sollicitations :

$On\ tenue\ par\ RDM$

$R_a = \quad 24{,}82KN \quad et \quad R_b = 22{,}4KN$

$$M_{max} = 23{,}09KN.m$$

Les diagrammes :

$$M_{max} = 23{,}09KN\ .m23{,}09$$

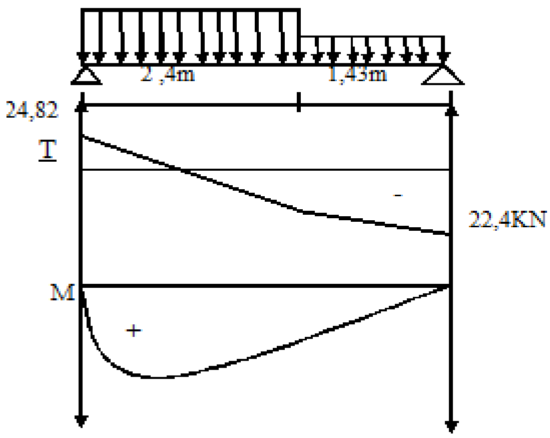


Figure III.8 : diagramme de moments

Moment en travée :

$M_t = 0.85\ M_0 \Rightarrow M_t = 0.85\ x\ 23{,}09 = 19{,}64\ KN.m$

Moment en appuis :

$M_a = 0.4\ M\ 0 \Rightarrow M_a = 0.4\ x\ 23{,}09 = 9{,}21\ KN.m$

III.1.3.4Ferraillage :

-En Travée

$M_t = 19{,}64\ KN.m$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{19{,}64 \times 10^3}{100 \times 10{,}8^2 \times 14{,}2} = 0{,}118 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0{,}937$

La section d'acier :

$A_s = \dfrac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \dfrac{19{,}64 \times 10^3}{0{,}925 \times 10{,}8 \times 348} = 5{,}57\ cm^2\ /\ ml$

On adopte 6T12 avec : $A_{adm} = 6{,}78\ cm^2\ /\ mletS_t = 20\ cm$

$A_r = \dfrac{A_{adm}}{4} = 1{,}69\ cm^2\ /\ ml$

On adopte4T12 avec : $A_{adm} = 4{,}52\ cm^2\ /\ ml$

b**) Sur appuis :**

Le moment ultime :

$M_a = 9{,}21kN.m$; $h = 14\ cm$; $d = 0{,}9h = 12{,}6\ cm$; $b = 1\ m$

Le moment réduit μ_u :

$\mu = \dfrac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \dfrac{9{,}21 \times 10^3}{100 \times 12{,}6^2 \times 14{,}2} = 0{,}042 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$

On a : $\beta = 0{,}979$

La section d'acier :

$A_s = \dfrac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \dfrac{9{,}21 \times 10^3}{0{,}979 \times 12{,}6 \times 348} = 2{,}15\ cm^2\ /\ ml$

On adopte4T12 avec : $A_{adm} = 3{,}39\ cm^2\ /\ ml$

$A_r = \dfrac{A_{adm}}{4} = 0{,}81\ cm^2\ /\ ml$

On adopte2T10

III.1.3.1.3vérification :

a) Condition de non fragilité :

$A_{min} = \dfrac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \dfrac{0{,}23 \times 100 \times 12{,}6 \times 2{,}1}{400} = 1{,}52\ cm^2$

$$A_s = 6{,}78\ cm^2\ /\ ml > A_{min} = 1{,}52\ cm^2\ /\ ml\ ;\ Condion\ vérifiée.$$

b) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$\tau_u = \dfrac{T}{b \times d} \times 10 = \dfrac{24{,}82 \times 10}{100 \times 10{,}8} = 2{,}29\ MPa$

$\tau_u < \overline{\tau_u} = \min(0{,}13 f_{c28}\ ; 5\ MPa) = \min(3{,}25\ MPa\ ; 5\ MPa) = 3{,}25\ MPa$

$\tau_u = 2{,}29\ MPa < \overline{\tau_u} = 3{,}25\ MPa$; $Conditionvérifiée.$

c) Vérification au niveau des appuis :

$$A_{min} = \frac{1{,}15}{f_e}\left(T + \frac{M_a}{0{,}9d}\right) = \frac{1{,}15}{400}\left((24{,}82 \times 10^{-3}) + \frac{921}{0{,}9 \times 12{,}6}\right) = 0{,}31\ cm^2$$

$A_{adm} = 3{,}14\ cm^2 > A_{min} = 0{,}31cm^2$; $Conditionvérifiée$

Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$\mathrm{M_{0Ser}} = 16{,}56\mathrm{kN.m}$; Ontenue par RDM $\mathrm{M_{t\,ser}} = 0{,}85 \times \mathrm{M_{0ser}} = 14{,}07\ \mathrm{kN.m}$

$\mathrm{M_{a\,ser}} = 0{,}4 \times \mathrm{M_{t\,max}} = 6{,}62\ \mathrm{kN.m}$

1) En travée :

$A_s = 6{,}78\ cm^2 / ml$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_S(d-y) = 50y^2 + 101{,}7y - 1098{,}36 = 0 \ \rightarrow y = 3{,}78\ cm$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$I = 6812{,}82\ cm^4$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{14{,}08 \times 10^3}{6812{,}82} \times 3{,}78 = 7{,}81\ MPa$$

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

$\sigma_b = 7{,}81 < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$;…………….. Condition vérifiée

2) Sur appuis :

$A_s = 4{,}52\ cm^2 / ml$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_S(d-y) = 0 \ \rightarrow y = 3{,}21\ cm$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = 5008{,}37cm4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6{,}62 \times 10^3}{5008{,}37} \times 3{,}21 = 4{,}24\ MPa$$

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

$\sigma_b = 4{,}24Mpa < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$; Condition vérifiée

-vérification de La flèche:(selon le B.A.E.L 91)

Condition	Vérification	
$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30}$	0,036>0,033	Condition vérifiée
$A_s/b.d \geq 2/f_e$	0,0053>0,005	Condition vérifiée

Tableau 3 vérification de La flèche

III.4. ***Etude de la poutre palière :***

.1 Dimensionnement :

Selon le **B.A.E.L 91/1999**, le critère de rigidité est :

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10} \Rightarrow 34\ cm \leq h \leq 51\ cm$

On prend : $h = 40\ cm\ donc\ d = 0{,}9h = 36\ cm$

$0{,}3d \leq b \leq 0{,}4d \Rightarrow 10{,}8\ cm \leq b \leq 14{,}4\ cm$

On prend : $b = 30\ cm$

Les vérifications des conditions du R.P.A. 99/2003 :

$h = 40\ cm > 30\ cm$; $Condition\ vérifiée$;

$b = 30cm > 20\ cm$; $Condition\ vérifiée$;

$\frac{h}{b} = 1{,}33 < 4$; $Condition\ vérifiée$.

.2 Charges supportées par la poutre :

Poids propre de la poutre : $G_p = 0{,}40 \times 0{,}30 \times 25 = 3{,}00\ kN/m$

Poids du mur situé sur la poutre : $G_m = 9 \times 0{,}15 \times 1{,}53 = 2{,}1\ kN/m$

Charge d'exploitation : $Q = 2{,}5\ kN/m$

Réaction du palier : $R_b = 22{,}4\ kN/m$

$Q_u = \big(1{,}35 \times (3{,}00 + 2{,}1 + 22{,}4)\big) + (1{,}5 \times 2{,}50) = 40{,}87\ kN/m$

$Q_{ser} = 3{,}00 + 2{,}1 + 2{,}50 + 22{,}4 = 30\ kN/m$

.3 Calcul des sollicitations à l'E.L.U :

$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{40{,}87 \times 5{,}1^2}{8} = 132{,}87\ kN.m$

$M_t = 0{,}85M_0 = 112{,}95\ kN.m$

$M_a = 0{,}40M_0 = 53{,}15\ kN.m$

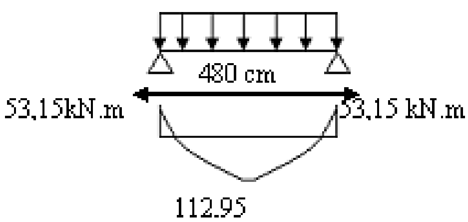


Figure 9 : Diagramme des moments que subit la poutre palière.

.4 Calcul du ferraillage à l'E.L.U :

On a :$b = 30\ cm$; $h = 40\ cm$; $d = 0{,}9h = 36\ cm$

En travée :

Le moment ultime :

$M_t = 100{,}04\ kN.m$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{112{,}95 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14{,}2} = 0{,}114 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0{,}939$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{112{,}95 \times 10^3}{0{,}939 \times 36 \times 348} = 9{,}01\ cm^2\ /\ ml$$

On prend comme choix 6T14 avec : $A_{adm} = 9{,}24\ cm^2\ /\ ml$

Sur appuis :

Le moment ultime :

$M_a = 53{,}15\ kN.m$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{53{,}15 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14{,}17} = 0{,}086 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0{,}955$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{53{,}15 \times 10^3}{0{,}955 \times 36 \times 348} = 4{,}44 cm^2\ /\ ml$$

On prend comme choix 3T14 avec : $A_{adm} = 4{,}62\ cm^2\ /\ ml$

5 Les vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23 \times 30 \times 36 \times 2{,}1}{400} = 1{,}30\ cm^2$$

$A_{s\,t} = 9{,}24\ cm^2\ /\ ml > A_{min} = 1{,}30\ cm^2\ /\ ml$; $Condion\ vérifiée.$

$A_{s\,a} = 4{,}62\ cm^2\ /\ ml > A_{min} = 1{,}30\ cm^2\ /\ ml$; $Condion\ vérifiée.$

.6Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$Q_{ser} = 30\ kN/m$

$M_{ser} = 97{,}53 kN.m$

$M_{t\,ser} = 0{,}85 \times M_{ser} = 82{,}9 kN.m$

$M_{a\,ser} = 0{,}4 \times M_{ser} = 39{,}01\ kN.m$

- **<u>En travée :</u>**

$A_s = 9{,}24\ cm^2\ /\ ml$

<u>a) Détermination de la position de l'axe neutre :</u>

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_S(d-y) = 15y^2 + 138{,}6y - 4989{,}6 = 0 \rightarrow y = 14{,}19\ cm$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

<u>b) Détermination du moment d'inertie :</u>

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{30 \times 14{,}19^3}{3} + (15 \times 9{,}24)(36 - 14{,}19)^2 = 94501{,}14\ cm^4$$

<u>c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :</u>

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{82{,}9 \times 10^3}{94501{,}14} \times 14{,}19 = 12{,}44\ MPa$$

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

$\sigma_b = 12{,}44 < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$; Condition vérifiée

- **<u>Sur appuis :</u>**

$A_s = 4{,}62\ cm^2\ /\ ml$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_S(d-y) = 15y^2 + 69{,}3y - 2494{,}8 = 0 \rightarrow y = 16{,}07\ cm$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{30 \times 16{,}07^{\ 3}}{3} + (15 \times 4{,}62)(36 - 16{,}07\ )^2 = 69026{,}25\ cm^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{39{,}01 \times 10^3}{69026{,}25} \times 16{,}07 = 9{,}08\ MPa$$

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

$\sigma_b = 9{,}08 < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$; Condition vérifiée

<u>d) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :</u>

$$T_u = \frac{Ql}{2} = \frac{30 \times 5{,}1}{2} = 76{,}5\ kN$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \times 10 = \frac{76{,}5 \times 10^{-3}}{0{,}3 \times 0{,}36} = 0{,}7MPa$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} = \min(0{,}13f_{c28}\ ; 5\ MPa) = \min(0{,}13 \times 25\ ; 5\ MPa) = 3{,}25\ MPa$

$\tau_u = 0{,}7\ MPa < \overline{\tau_u} = 3{,}25\ MPa$; $Condition\ vérifiée.$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

III.1.3.2.7Ferraillage des armatures transversales :

a) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq min\left\{\frac{h}{35}\ ;\ \frac{b}{10}\ ;\ \Phi_l\right\} = min\{11{,}42\ mm\ ;\ 30\ mm\ ; 10\ mm\} \Rightarrow \Phi_t = 8\ mm$$

b) L'espacement :

$$S_t \leq min\{0{,}9d\ ; 40\ cm\} = min\{32{,}40\ cm\ ; 40\ cm\}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

Zone nodale : $S_t \leq min\{15\ cm\ ; 10\Phi_l\} = min\{15\ cm\ ; 10\ cm\} \Rightarrow S_t = 10\ cm$

Zone courante : $S_t \leq 15\Phi_l \Rightarrow S_t = 15\ cm$; $On\ prend\ S_t = 15\ cm$

c) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq max\left\{\frac{\tau_u}{2}\ ; 0{,}4\ MPa\right\} = max\{0{,}36\ ; 0{,}4\} = 0{,}4\ MPa$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0{,}4 \times 30}{235} = 0{,}05\ cm \qquad (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3Kf_{tj}}{0{,}9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\big(0{,}7 - (0{,}3 \times 1 \times 2{,}1)\big) \times 30 \times 1{,}15}{0{,}9 \times 1 \times 235}$$

$$= 0{,}011\ cm \qquad (2)$$

On prend le max (1) et (2) $\begin{cases} A_t \geq 0{,}05S_t \\ On\ prend\ S_t = 15\ cm \\ A_t \geq 0{,}75\ cm^2 \end{cases}$:

Donc on prend : $A_t = 2{,}01\ cm^2\ soit\ 4T8$

d) L'ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0{,}6\psi^2 f_{tj} = 0{,}6 \times 1{,}5^2 \times 2{,}1 = 2{,}835\ MPa$$

La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\Phi_l f_e}{4\tau_e} = \frac{1{,}4 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 49{,}38\ cm$$

On adopte une courbure égale à : $r = 5{,}5\Phi_l = 7{,}7\ cm$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r\right) = 36 - (3 + 0{,}7 + 7{,}7)$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2{,}19r - L_2}{1{,}87} = \frac{49{,}38 - 16{,}86 - 24{,}60}{1{,}87} = 4{,}23\ cm$$

e) Calcul de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{450} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0{,}083 > 0{,}06\ ; Condition\ vérifiée\ ;$$

$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t\,ser}}{10 \times M_{0\,ser}} \Rightarrow \frac{40}{480} > \frac{82{,}9}{10 \times 97{,}53} \Rightarrow 0{,}085 = 0{,}085$; $Condition\ vérifiée$;

$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4{,}2 f_e \Rightarrow \frac{9{,}24}{30 \times 36} \leq 4{,}2 \times 400 \Rightarrow 0{,}0085 < 1680$; $Condition\ vérifiée.$

Donc il est inutile de calculer la flèche.

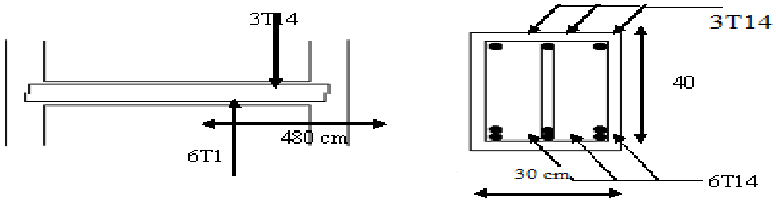


Figure 10 : Ferraillage de la poutre palière.

III.1.4 Etude escalier de sous-sol :

On distingue trois volées

Pour une hauteur d'étage de 4,08 m.

h = 17 cm et g = 30 cm et H=he /3=136cmh : La hauteur de la marche (contre marche) ;

g : La largeur de la marche.

$n = 8$ ($nombre\ de\ contre\ marche$)

Donc : $n - 1 = 7$ ($nombre\ de\ marche$)

a) En travée :

On prend comme choix 4T12 avec : $A_{adm} = 4{,}52\ cm^2\ /\ ml\ et\ S_t = 25\ cm$

b) Sur appuis :

On prend : 4T16 $= 8{,}04\ cm^2\ /\ ml\ et\ S_t = 25\ cm$

III.5. *III.2Balcon*

III.2.1. Introduction

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon : dalle sur trois appuis, assimilée àuneconsole de portée de 1,09m.

Le balcon se calcul comme une console soumise à:

Son poids propre.

La surcharge d'exploitation.

Le calcul se fera pour une bande de *1m* à la flexion simple. On a :

L_y: $Lalongueursuivantl'encastrement$ à $lapoutre$; $L_y = 4\ m$

L_x: $Lalongueursuivantl'encastrementauxdeuxconsoles$; $L_x = 1{,}09m$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1{,}09}{4} = 0{,}27 < 0{,}4 \ \Rightarrow Ladalletravaildansunseulsens\ (suivantL_x)$$

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

L'épaisseur de la dalle pleine dépend de la :

Résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{L_x}{10} = \frac{109}{10} = 10{,}9\ cm$$

Isolation acoustique : e ≥ 12 cm ;

Sécurité en matière d'incendie : e > 11 cm pour 2 heures de coup feu.

On adopte : e = 15 cm.

III.2.2-Décentes des charges:

• ***Charge permanente (G) :***

Désignation	**P (KN/m²)**
Carrelage (2cm)	0 ,4
Mortier de pose	0,4
Dalle plaine (ep = 15) cm	3 ,75
Enduit enplâtre (ep = 2cm)	0,2
Lit de sable	0,34
	G =5,09

Surcharge d'exploitation (Q) :**Q**=1,50 *KN /m²*.

Calcul de la charge concentrée :

Le balcon supporte la charge d'un mur en brique de0, 35d'épisseur et de hauteur h=3,06 m

Poids propre du mur :

Désignation	**P (KN/m²)**
Brique (10cm)	0,9
Brique (15cm)	1,35
Enduit en plâtre (ep = 2cm)	0 ,36
Enduit en ciment (ep = 2cm)	0,2
	G =2,81

Pour une bande de 1 m

$G = 5.09 KN/m$

$Q = 1,5\ KN/m$

$Pm = 3,06 \times 1m \times 2,81 = 8,60KN$

III.2.3-Sollicitations :

Puisque le balcon est exposé aux intempéries, il sera calculé à l'ELU et à l'ELS.

a) Calcul du moment :

$$M_G = -\frac{Gl^2}{2} = -\frac{5,09 \times 1,09^2}{2} = -3,02\ kN.m$$

$$M_Q = -\frac{Ql^2}{2} = -\frac{1,5 \times 1,09^2}{2} = -0,89\ kN.m$$

$$M_P = -P.l = -8,60 \times 1,09 = -9,37\ kN.m$$

Combinaisons fondamentales :

1) ELU

$$M_{Max} = -\left[1,35(M_G + M_P) + 1,5\left(M_Q\right)\right] = -[1,35(3,02 + 9,37) + 1,5(0.89)] = -18,06KN.m$$

2) ELS

$$M_{Max} = -\left[M_G + M_P + M_Q\right] = -[3,02 + 9,37 + 0,89] = -13,29KN.m$$

b) effort tranchant

$$T_{max} = Q_U l + P_u = 9,12 \times 1,09 + 8,60 = 18,54\ kN$$

III.2.4-Calcul du Ferraillage:

$M_u = -18,06\ KN\ .m.$ $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 15 = 13,5cm.$

.

$$= \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{18,06 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,2} = 0,070 > \mu_r = 0,964$$

Donc : A' n'existe pas et $\beta = 0,972$

$$A_{cal} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18,06 \times 10^3}{0,964 \times 13,50 \times 348} = 4\ cm^2$$

On adopte 5T12 et $A_{adpt} = 5,65\ cm^2$ et espacement $S_t = 15\ cm$

$$A_r = \frac{A_S}{4} = 1,41\ cm^2\ et\ A_{adp} = 2,01\ cm^2$$

On prend 4T8, l'espacement $S_t = 25\ cm$

III.2.5- Vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,50 \times 2,10}{400} = 1,63\ cm^2$$

$A_{adpt} = 5,65\ cm^2 > A_{min} = 1,63\ cm^2$; $Condition\ vérifiée$

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{18,54 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,14\ MPa$$

$\overline{\tau_u} = \min(0,1 f_{c28}\ ; 4\ MPa)$; Fissuration préjudiciable

$\overline{\tau_u} = \min(2,5\ MPa\ ; 4\ MPa) = 2,5\ MPa$

1) $\tau_u = 0,14\ MPa < \overline{\tau_u} = 2,5\ MPa$; Condition vérifiée

2) La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

c) **Contraintes d'adhérence** :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{18,54 \times 10}{0,9 \times 13,50 \times 5 \times 1,885 \times} = 1,62\ MPa$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n =5

µ : Périmètre d'armatures tendues ;

µ $= 1,885\ cm$; $Tiré\ du\ tableau$

$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15\ MPa$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$$\begin{cases} \psi_s = 1 \rightarrow Pour\ les\ aciers\ lisses \\ \psi_s = 1,5 \rightarrow Pour\ les\ aciers\ HA \end{cases}$$

$\tau_{se} = 1,62\ MPa < \overline{\tau_{se}} = 3,15\ MPa$; Condition vérifiée

d) La vérification des contraintes à l'E.L.S. :

$M_{ser} = -13,29\ kN.m$

e) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_S (d - y) = 50y^2 + 84,75y - 1144,125 = 0 \rightarrow y = 4,01\ cm$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

f) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 4,01^3}{3} + \left((15 \times 5,65)(13,50 - 4,01)^2\right) = 9781,97\ cm^4$$

g) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{13,29 \times 10^3}{9781,97} \times 4,01 = 5,45\ MPa$$

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

$\sigma_b = 5{,}45 < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$; Condition vérifiée

h) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \min\left[\frac{2}{3}\mathrm{f_e}\ ;110\sqrt{\eta \mathrm{f_{t28}}}\right];\ \text{Fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA Φ ≥ 6 mm ; η = 1,6

$\overline{\sigma_{st}}$ = min(266,67 MPa ; 201,63 MPa) = 201,63 Mpa

$$\sigma_{st} = \eta\frac{\mathrm{M_{ser}}}{\mathrm{I}}(d - y) = 15 \times \frac{13{,}29 \times 10^3}{9781{,}97} \times (13{,}50 - 4{,}01) = 193{,}37\ MPA$$

$\sigma_{st} = 193{,}37\ MPa < \overline{\sigma_{st}} = 201{,}63$MPa ; Condition vérifiée

i) Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à : $F = F_1 + F_2$

Avec :

$$\begin{cases} F_1 = \dfrac{Ql^4}{8EI}\ ; \textit{Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \dfrac{Pl^3}{3EI}\ ; \textit{Flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

i.1) Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\Sigma A_i \times Y_i}{\Sigma A_i} = \frac{\left((b \times h)\frac{h}{2}\right) + (\eta \times A_s \times d)}{b \times h} = \frac{(100 \times 15 \times 7{,}5) + (15 \times 5{,}65 \times 13{,}50)}{(100 \times 15) + (15 \times 5{,}65)}$$

$$= 7{,}82\ cm$$

$Y_1 = Y_G = 7{,}82\ cm$

$Y_2 = h - Y_G = 7{,}18\ cm$

i.2) Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2$$

$$= \frac{100 \times 7{,}82^3}{3} + \frac{100 \times 7{,}18^3}{3} + (15 \times 5{,}65 \times (13{,}50 - 7{,}82)^2) = 31012.84 cm^4$$

i.3) Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI}\left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3}\right] = \frac{1{,}09^3 \times 10^2}{32164{,}19 \times 10^{-5} \times 31012.84} \times \left[\frac{6{,}59 \times 1{,}09}{8} \times \frac{8{,}60}{3}\right] = 0{,}033\ cm$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{109}{250} = 0{,}44\ cm$$

$F_{cal} = 0{,}033\ cm < F_{adm} = 0{,}44\ cm$; Condition vérifiée

5-Schéma du ferraillage :

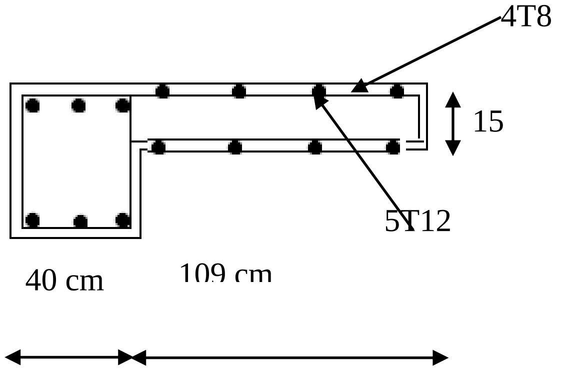


Figure 11 Ferraillage premier type de balcon.

On a un second type de balcon, avec $L_y = 3{,}85\ m\ et\ L_x = 1{,}10\ m$ et d'une épaisseur e =20 cm.

Les mêmes étapes ont été suivies, les résultats sont :

- ***Charge permanente (G) :***

Désignation	**P (KN/m²)**
Carrelage (2cm)	0 ,4
Mortier de pose	0,4
Dalle plaine (ep = 15) cm	3 ,75
Enduit en ciment (0,18)	0,36
Lit de sable	0,34
	G =5,25

Surcharge d'exploitation (Q) : **Q**=3,50 *KN /m²*.

Poids propre du mur :

désignation	**P (KN/m²)**
Brique (15cm)	1,35
Enduit en ciment (ep = 1,5cm)	0 ,36x2
	G =2,07

Pour une bande de 1 m

$G = 5.25KN/m$

$Q = 1{,}5\ KN/m$

$Pm = 2{,}7 \times 1m \times 1m = 2.07KN$

$M_{max} = 12{,}62KN.m$

$T_{max} = 11{,}41KN$

$A_{Cal} = 12{,}62cm^2$

On adopte : 5T10 ; $A_{adpt} = 3{,}93\ cm^2\ et\ S_t = 20\ cm$; $F_{cal} = 0{,}011\ cm < F_{adm} = 0{,}44\ cm$

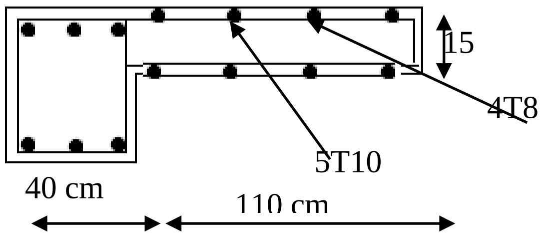


Figure 12 : Ferraillage du second type de balcon

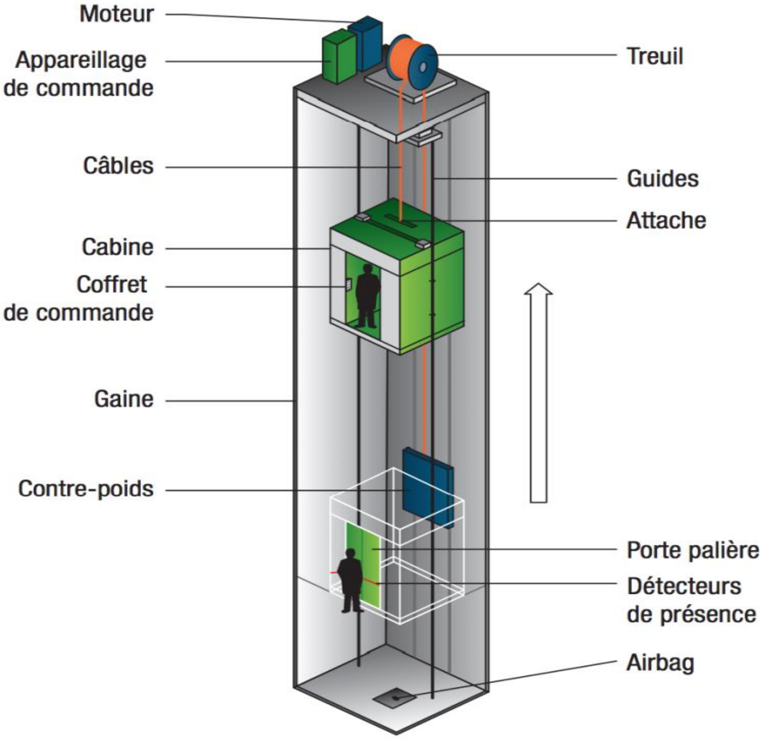
.

III.3L’ascenseur :

L’ascenseur est un dispositif électromécanique, qui est utilisé afin de mouvoir verticalement des personnes ou des objets à travers les différents niveaux à l’intérieur d’un bâtiment. Il se trouve dans les constructions dépassants les 5 étages, où l’usage des escaliers devient fatiguant.

L’ascenseur est installé dans la cage d’ascenseur, ou il y a une glissière qui sert à déplacer une cabine.

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes



.

Figure 13: Schéma d’un ascenseur

III.3.1 Calcul du poids des composants de l’ascenseur :

L’ascenseur mécanique est constituer de :

- Treuil de levage et sa poulie ;
- Cabine ou bien une benne ;
- Un contre poids.

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

P_m : Le poids mort de la cabine, étrier, accessoire, câbles ;

Q : La charge en cabine ;

P_p : Le poids de contrepoids tel que: $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m². Ses dimensions selon (NFP82-22).

- Largeur de la cabine : 1,30 m
- Langueur de la cabine : 1,4 m
- Hauteur : 2,35 m
- La largeur de passage libre : 1,8 m
- La hauteur de passage libre : 2,2 m
- La surface latérale : $S = \left((2{,}2 \times 1{,}4) + 1{,}65\right) \times 2{,}35 = 11{,}12 m^2$

On prend $h_0 = 15\ cm$, comme épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur

Poids de la cabine : $S = 11{,}12$ m²	$M_1 = 11{,}5 \times 11{,}12 \times 1{,}30 = 142{,}02\ kg$
Poids du plancher : $S = 2 \times 1{,}70 = 3{,}4\ m^2$	$M_2 = M_0 \times S = 110 \times 3{,}4 = 374\ kg$
Poids du toit :	$M_3 = M_{0\ 1} \times S = 20 \times 4{,}7 = 94\ kg$
Poids de l'arcade :	$M_4 = 60 + (80 \times 1{,}70) = 196\ kg$
Poids de parachute :	$M_5 = 40\ kg$
Poids des accessoires :	$M_6 = 80\ kg$
Poids des poulies de mouflage :	$M_7 = 2 \times 30 = 60\ kg$
Poids de la porte de la cabine :	$M_8 = 80 + (2 \times 25) = 180\ kg$

Tableau 4: Poids des composants de l'ascenseur.

- Poids mort total : $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1422{,}76 Kg$
- Contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1422{,}76 + {}^{675}/_{2} = 1760{,}26\ kg$

III.3.2 Calcul de la charge total q_u :

III.3.2.1 Calcul de la charge de rupture :

Selon (**NFP-82-202),** la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport ${}^{D}/_{d}$ (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons.

$\frac{D}{d} = 45\ et$ D = 500 mm $\rightarrow d = 12{,}22\ mm$

On a : $C_r = C_s \times M$

Avec :

C_s : Cœfficient de sécurité du câble et$C_s = 12$;

C_r: Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble ;

M : Charge statique nominale portée par la nappe.

Et : $M = Q + P_m + M_g$

M_g: Poids du câble.

On néglige $M_g$devant$(Q + P_m)$ donc : $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$

Donc : $C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1422{,}76) = 25173{,}12kg$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0.85.

$$C_r = \frac{25173{,}12}{0{,}85} = 29615{,}43\ kg$$

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

Avec :

m : Type de mouflage (2 brins, 3 brins, …) ;

n : Nombres des câbles.

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

$$n = \frac{C_r}{C_{r\,(1\ câble)} \times m} = \frac{29615{,}43}{8152 \times 2} = 1{,}81$$

On prend : n = 2 câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

III.3.2.2 Calcul des poids des câbles :

$M_g = m \times n \times L$

Avec :

m : La masse linéaire du câble, $m = 0{,}515\ kg\ /\ m$;

n : Nombre des câbles, $n = 2$;

L : Longueur du câble, $L = 42{,}84\ m$

$M_g = m \times n \times L = 0{,}515 \times 2 \times 42{,}84 = 44{,}12kg$

$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1422{,}76 + 44{,}12 = 2111{,}88kg$

III.3.2.3 Vérification de C_r :

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

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{29615{,}43}{2111{,}88} = 13{,}82 > 12\ ; Condition\ vérifée$$

III.3.2.4 Calcul de la charge permanente total G :

On a : $P_{treuil} = 1200\ kg$

$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g = 1422{,}76 + 1760{,}26 + 1200 + 44{,}12 = 4427{,}14\ kg$

$Q = 675\ kg$

$q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 6989{,}14\ kg$

III.3.3 Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se pioncer sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit 1/4t de la charge$q_u = 6989{,}14\ kg$.

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6989{,}14}{4} = 1747{,}28\ kg$$

Selon le B.A.E.L 91/99 (A.5.2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

$$q_0 \leq 0{,}045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_0 : La charge de calcul à l'E.L.U ;

h_0 : Epaisseur totale de la dalle, $h_0 = 15\ cm$;

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet

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

$\mu_c = 2(U + V)$

$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25\ cm$

$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25\ cm$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100\ cm$$

$$q_0 \leq 0{,}045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0{,}045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1{,}5} = 11250\ kg > q_0 = 1747{,}28kg$$

Il n y a pas de risque de poinçonnement.

III.3.4 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

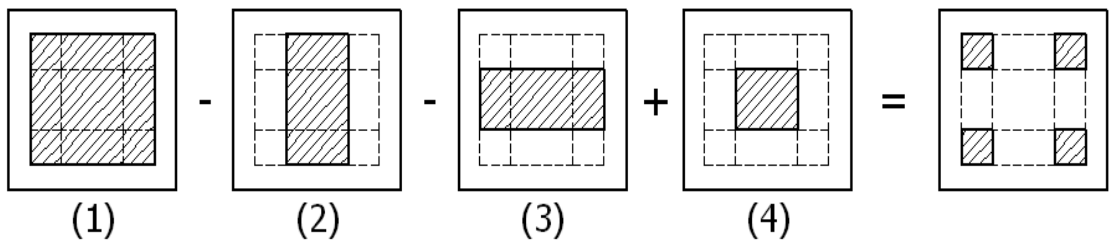


Figure 14 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

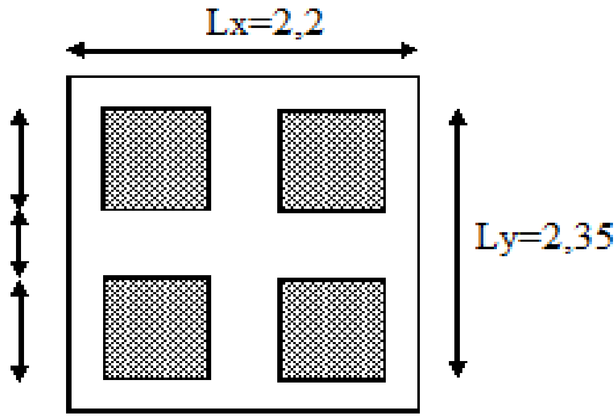


Figure III.15 Dessin montrant la concentration des charges

1) Rectangle (1) :

$\begin{cases} U = 90 \text{ cm} \\ V = 120 \text{ cm} \end{cases}$

2) Rectangle (2) :

$\begin{cases} U = 40 \text{ cm} \\ V = 120 \text{ cm} \end{cases}$

3) Rectangle (3) :

$\begin{cases} U = 90 \text{ cm} \\ V = 70 \text{ cm} \end{cases}$

4) Rectangle (4) :

$\begin{cases} U = 40 \text{ cm} \\ V = 70 \text{ cm} \end{cases}$

b) Calcul des moments suivant les deux directions :

$M_x = (M_1 + \nu M_2)P \; et \; M_y = (M_2 + \nu M_1)P$

ν : le coefficient de Poisson.

A l'E.L.U (ν = 0) :$M_x = M_1 \times P et M_y = M_2 \times P et P = P' \times S$

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A (25 × 25) cm² est :

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{6989{,}14}{0{,}25^2} = 111826{,}24 \; kg \; / \; m^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 2{,}2 \; m \; et \; L_y = 2{,}35 \; m.$

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface (m²)	P = P'.S (kg)	M_x (kg.m)	M_y (kg.m)
1	0,40	0,50	0,113	0,088	1,08	120772,33	13647,27	10627,96
2	0,20	0,50	0,141	0,108	0,48	53676,59	7568,39	5797,07
3	0,40	0,30	0,124	0,110	0,63	70450,53	8735,86	7749,55
4	0,20	0,30	0,164	0,135	0,28	31311,35	5135,05	4227,03

Tableau 5 Les résultats des moments isostatiques des rectangles.

c) Les moments dus aux charges concentrées :

$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 2478{,}08 \; kg.m$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 1308{,}37 kg.m$$

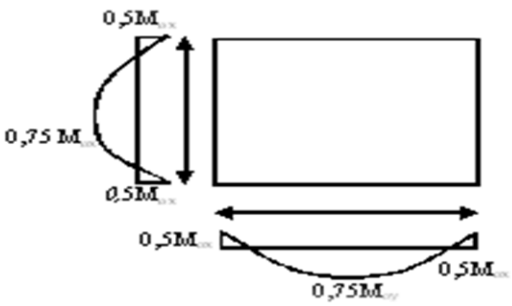


Figure 16: Moments de la dalle

d) Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

d.1) Chargement $L_x = 2{,}2\ m\ et\ L_y = 2{,}35\ m\ et\ h_0 = 15\ cm$

Poids propre : $G = 0{,}15 \times 2500 = 375\ kg\ /\ m$

Charge d'exploitation : $Q = 100\ kg\ /\ m$

Charge ultime : $q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 656{,}25\ kg\ /\ m$

d.2) Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2{,}2}{2{,}35} = 0{,}9$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$

$\alpha = 0{,}9 \rightarrow \mu_x = 0{,}0419\ et\ \mu_y = 0{,}08661.$

Donc : $M_{x2} = 133{,}08\ kg.m\ et\ M_{y2} = 11{,}52\ kg.m$

d.3) Les moments appliqués à la dalle :

$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 2478{,}08 + 133{,}08 = 2611{,}16\ kg\ /\ m$

$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 1308{,}37 + 11{,}52 = 1319{,}89\ kg\ /\ m$

Les moments retenus sont :

En travée :

$M_{tx} = 0{,}75 M_{0x} = 1958{,}37 kg\ .m$

$M_{ty} = 0{,}75 M_{0y} = 989{,}92\ kg\ .m$

Sur appuis :

$M_{ax} = M_{ay} = 0{,}50 M_{0x} = 1305{,}58\ kg\ .m$

III.3.5 Calcul du ferraillage de la dalle :

Le ferraillage se fait sur une bande de 1 m de largeur.

On a: b = 100 cm ; h = 15 cm ; d = 13,5 cm ; f_e=400 MPa ; σ_s= 348 ;

f_{c28}= 25 MPa ; f_{bc}= 14,17 Mpa ; f_{t28}= 2,1 MPa ; Fissuration peu préjudiciable.

<u>a) En travée :</u>

- <u>Sens L_x :</u>

Le moment ultime :

$M_{tx} = 1958{,}37\ kg\,.m = 19583{,}7\ N.m$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{19583{,}7}{100 \times 13{,}5^2 \times 14{,}2} = 0{,}08 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0{,}958$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19583{,}7}{0{,}958 \times 13{,}5 \times 348} = 4{,}35\ cm^2\ /\ ml$$

<u>Sens L_y:</u>

Le moment ultime :

$M_{ty} = 989{,}92\ kg\,.m = 9899{,}2\ N.m$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9899{,}2}{100 \times 13{,}5^2 \times 14{,}2} = 0{,}04 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0{,}980$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9899{,}2}{0{,}980 \times 13{,}5 \times 348} = 2{,}1 cm^2\ /\ ml$$

<u>b) Sur appuis :</u>

Le moment ultime :

$M_{ax} = M_{ay} = 13055{,}8\ N.m$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1305{,}58}{100 \times 13{,}5^2 \times 14{,}2} = 0{,}06 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0{,}969$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13055{,}8}{0{,}969 \times 13{,}5 \times 348} = 2{,}8\ cm^2\ /\ ml$$

c) Section minimale des armatures :

Puisque $h_0 = 15\ cm\ (12\ cm \leq\ h_0 \leq 30\ cm)$et $\alpha = 0,9$, on peut appliquer la formule suivante :

Sens L_y :

$$A_{y\ min} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2\ cm^2\ /\ ml$$

$$\begin{cases} A_{ty} =\ 2,1\ cm^2/\ ml\ \ > A_{y\ min}\ = 1,2\ cm^2\ /\ ml\ \Rightarrow on\ prend:\ A_{ty} = A_{y\ min}\ =\ 2,1\ cm^2\ /\ ml \\ A_{ay} =\ 2,8\ cm^2/ml > A_{y\ min}\ = 1,2\ cm^2\ /\ ml \Rightarrow on\ prend:\ A_{ay} =\ A_{y\ min}\ = 2,8\ cm^2\ /\ ml \end{cases}$$

Sens L_x :

$$A_{x\ min} =\ A_{y\ min}\left(\frac{3 -\ \alpha}{2}\right) =\ 1,2\left(\frac{3 - 0,9}{2}\right) =\ cm^2\ /\ ml$$

$$\begin{cases} A_{tx} =\ 0,9\ cm^2/\ ml\ < A_{x\ min}\ = 1,3\ cm^2\ /\ ml\ \Rightarrow on\ prend: A_{tX} = A_{X\ min}\ =\ 1,3\ cm^2\ /\ ml \\ A_{ax} =\ 0,58\ cm^2/\ ml\ < A_{x\ min}\ = 1,3\ cm^2\ /\ ml \Rightarrow on\ prend: A_{aX} =\ A_{X\ min}\ = 1,3\ cm^2\ /\ ml \end{cases}$$

d) Choix des aciers :

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15\ \text{mm}$$

En travée :

- Sens L_x :

$$\begin{cases} A_{tX} = 1,26\ cm^2\ /\ ml \\ S_{tx} \leq \min(3h_0\ ; 33\ cm) \\ S_{tx} \leq 33\ cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10\ p.m = 3,14\ cm^2\ /\ ml \\ S_{tx} = 25\ cm \end{cases}$$

- Sens L_y :

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,2\ cm^2\ /\ ml \\ S_{ty} \leq \min(4h_0\ ; 45\ cm) \\ S_{ty} \leq 45\ cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10\ p.m = 3,14\ cm^2\ /\ ml \\ S_{ty} = 25\ cm \end{cases}$$

Sur appuis (chapeaux) :

$$\begin{cases} A_a = 1,3\ \ cm^2\ /\ ml \\ S_{ty} \leq 33\ cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10\ p.m = 3,14\ cm^2\ /\ ml \\ S_t = 25\ cm \end{cases}$$

e) Armatures transversal :

Il y a nécessité de disposer des armatures transversales :

1) La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.

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

$$\tau_u = \frac{V_{u\ tot}}{b \times d}\ et\ \overline{\tau_u} = \frac{10h_0}{3}\min(0,13f_{c28}\ ; 5\ MPa)$$

$$V_{u\ tot} =\ V_x +\ V_v\ ; Sens\ L_x$$

$$V_{u\ tot} =\ V_y +\ V_u\ ; Sens\ L_y$$

$V_x\ et\ V_y$: sont les efforts tranchants dus aux charges réparties.

$V_v\ et\ V_u$: sont les efforts tranchants dus aux charges localisées.

- On calcule $V_x\ et\ V_y$:

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

$$V_x = 656{,}25 \times \frac{2{,}2}{2} . \frac{1}{1+\frac{0{,}9}{2}} = 4978{,}45\ N = 4{,}9KN$$

$$V_y = 656{,}25 \times \frac{2{,}35}{3} = 5140{,}6\ N = 5{,}1\ kN$$

$V_y < V_x$

- On calcul $V_v\ et\ V_u$:
- $V_v = \frac{q_u}{2u+v} = \frac{6989{,}14}{(2\times0{,}25)+0{,}25} = 93{,}18\ kN$
- $V_u = \frac{q_u}{3u} = \frac{698149{,}}{3\times0{,}25} = 93{,}18\ kN$
- $V_v = V_u\ parce\ que\ u = v$
- Donc :
- $V_{u\,tot} = V_x + V_v = 4{,}97 + 93{,}18 = 98{,}2\ kN\ ; Sens\ L_x$
- $V_{u\,tot} = V_y + V_u = 5{,}1 + 93{,}18 = 98{,}2kN\ ; Sens\ L_y$
- Et : $V_{u\,tot} = \max(V_{u\,tot\,x}\ ;\ V_{u\,tot\,y}) = 98{,}2\ kN$
- Donc on a :
- $\tau_u = \frac{V_{u\,tot}}{b\times d} = \frac{98{,}2\times 10^3}{1000\times135} = 0{,}72\ MPa$
- $15\ cm \le\ h_0 = 15\ cm \le 30\ cm$; On vérifié que :
- $\overline{\tau_u} = \frac{10h_0}{3}\min(0{,}13f_{c28}\ ; 5\ MPa) = \frac{10\times0{,}15}{3}\min(0{,}13\times 25\ ; 5\ MPa) = 1{,}62\ MPa$
- $\tau_u = 0{,}72MPa < \overline{\tau_u} = 1{,}62\ MPa\ ; Condition\ vérifiée$
- On en déduit que les armatures transversal ne sont pas nécessaires.

III.3.6 Vérification à l'E.L.S :

- a) Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :
- $\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + \nu M_2)P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + \nu M_1)P'_{ser} \end{cases} \quad avec:\ \nu = 0{,}2\ (E.L.S)$
- $P'_{ser} = q_{ser} \times S' = \frac{P_{a\,ser}}{u\times v} \times S'$
- $P_{a\,ser} = (G+Q)\frac{1}{4} = (4427{,}14 + 675)\frac{1}{4} = 1275{,}53kg$
- $q_{ser} = \frac{P_{a\,ser}}{u\times v} = \frac{1275{,}53}{0{,}25^2} = 20408{,}48\ kg\ /\ m^2$

- $P'_{ser} = 20408{,}48 \times S'$
- Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 2{,}2;\ m\ et\ L_y = 2{,}35\ m.$
- Tableau 2 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface (m²)	P = P'.S (kg)	M_x (kg.m)	M_y (kg.m)
1	0,40	0,50	0,113	0,088	1,08	22041,15	2878,57	2437,75
2	0,20	0,50	0,141	0,108	0,48	9796,07	1592,84	1334,22
3	0,40	0,30	0,124	0,110	0,63	12857,34	1877,17	1733,17
4	0,20	0,30	0,164	0,135	0,28	5714,37	1091,44	958,87

b) Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 500\ kg.m$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 328{,}23\ kg.m$$

c) Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

c.1) Chargement :

$L_x = 2{,}2m\ et\ L_y = 2{,}35\ m\ et\ h_0 = 15\ cm$

- Poids propre : $G = 0{,}15 \times 2500 = 375\ kg\ /\ m$
- Charge d'exploitation : $Q = 100\ kg\ /\ m$

Charge ultime : $q_{ser} = G + Q = 475\ kg\ /\ m$

c.2) Moments dus au charges réparties (E.L.S) :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2{,}2}{2{,}35} = 0{,}9$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr} \end{cases}$

$$\alpha = 0{,}9 \Rightarrow \mu_x = 0{,}0528\ et\ \mu_y = 0{,}8502\ ;Tirée\ de\ l'abaques\ de\ Pigeaud$$

Donc : $M_{0xr} = 121{,}38\ kg.m\ et\ M_{0yr} = 103{,}2kg.m$

c.3) Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 621{,}21\ kg\ /\ m$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 432{,}43\ kg\ /\ m$$

Les moments retenus sont :

- En travée :

c.3) Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :

Les moments retenus sont :

- En travée :

$M_{tx} = 0{,}75M_{0x} = 466{,}1\ kg.m$

$M_{ty} = 0{,}75M_{0y} = 324{,}43\ kg\ .m$

- Sur appuis :

$M_{ax} = M_{ay} = 0{,}50M_{0x} = 310{,}69\ kg.m$

III.3.7 Vérification des contraintes dans le béton :

- Suivant L_x :

a) En travée :

$M_{tx} = 466{,}1N.m$; $A_{tX} = 3{,}14\ cm^2\ /\ ml$; $A' = 0$; $\eta = 15$; $d = 13{,}5\ cm$

a.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47{,}1y - 635{,}85 = 0 \rightarrow y = 3{,}12\ cm$$

a.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3{,}12^3}{3} + (15 \times 3{,}14 \times (13{,}5 - 3{,}12)^2) = 6087{,}14\ cm^4$$

a.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\boldsymbol{\sigma_{bc}}$:

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4661}{6087{,}14} \times 3{,}12 = 2{,}38\ MPa$$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6f_{c28} = 15\ MPa^2$

$\sigma_{bc} = 2{,}38 < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$; Condition vérifiée

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

b) Sur appuis :

$M_a = 3106{,}9\ N\ /\ m$; $A_a = 3{,}93\ cm^2\ /\ ml$; $A' = 0$

b.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47{,}10y - 635{,}85 = 0 \rightarrow y = 3{,}34\ cm$$

b.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3{,}12^3}{3} + (15 \times 3{,}34 \times (13{,}5 - 3{,}32)^2) = 7311{,}66\ cm^4$$

b.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\boldsymbol{\sigma_{bc}}$:

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 1{,}48\ MPa$$

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

$\sigma_{bc} = 1{,}48 < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$; Condition vérifiée

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

- Suivant L_y :

<u>a) En travée :</u>

$M_{ty} = 3244{,}3\ N\ /\ m$; $A_{ty} = 3{,}14\ cm^2\ /\ ml$; $A' = 0$; $\eta = 15$; $d = 13{,}5\ cm$

<u>a.1) Position de l'axe neutre :</u>

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47{,}10y - 635{,}85 = 0 \rightarrow y = 3{,}12$$

<u>a.2) Moment d'inertie :</u>

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3{,}12^3}{3} + (15 \times 3{,}14 \times (13{,}5 - 3{,}12)^2) = 6087{,}14\ cm^4$$

<u>a.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\boldsymbol{\sigma_{bc}}$:</u>

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{3106{,}9}{6087{,}14} \times 3{,}12 = 1{,}59MPa$$

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

$\sigma_{bc} = 1{,}59 < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$; Condition vérifiée

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

<u>e) Armatures finales :</u>

- Suivant L_x :

$A_t = 3{,}14\ cm^2\ /\ ml$ Soit $4T10\ p.m\ avec\ S_t = 25\ cm$

$A_a = 3{,}14\ cm^2\ /\ ml$ Soit $4T10\ p.m\ avec\ S_t = 25\ cm$

- Suivant L_y :

$A_t = 3{,}93\ cm^2\ /\ ml$ Soit $5T10\ p.m\ avec\ S_t = 25\ cm$

$A_a = 3{,}14\ cm^2\ /\ ml$ Soit $4T10\ p.m\ avec\ S_t = 25\ cm$

III.3.9 Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le R.P.A 99/2003, l'épaisseur du voile doit être $\geq 15\ cm$.

On adopte une épaisseur $e_p = 15\ cm$.

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

$$A_{min} = 0{,}1\% \times b \times h_t = 0{,}1\% \times 100 \times 15$$
$$= 1{,}5\ cm^2\ /\ ml$$

Le voile est ferraillé en deux nappes avec 5T10 / ml soit : $A_{adop} = 3{,}93\ cm^2\ /\ ml$

L'espacement : $S_t = 20\ cm$

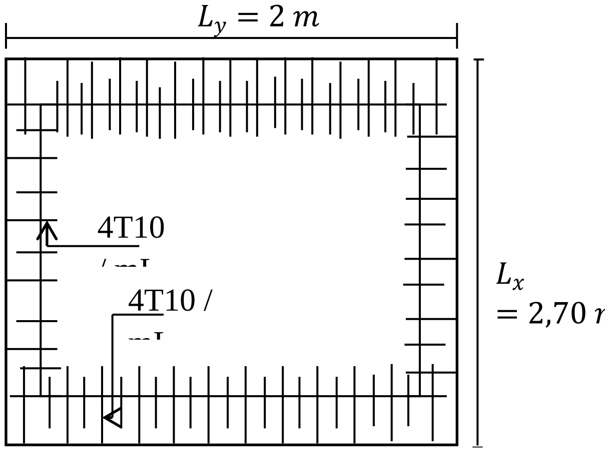


Figure 17 : ferraillage de la dalle d'ascenseur