

III.1 L'acrotère :

L'acrotère est un muret d'une hauteur de $H=60$ cm et d'une épaisseur de $e=10$ cm, il est généralement situé en bordure de toitures terrasses afin de protéger la ligne jonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, il assure aussi la sécurité en formant un écran pour prévenir toute chute quelle qu'elle soit.

Il est réalisé en béton armé et est soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante ($N_Q = Q = 1$ kN/m) ainsi qu'au séisme qui crée un moment de renversement. Il est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse.

Son point le plus faible est son interface où se trouve l'encastrement dans le plancher terrasse et c'est pour cela que le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries ce qui peut provoquer des fissures et des déformations importantes (fissuration préjudiciable).

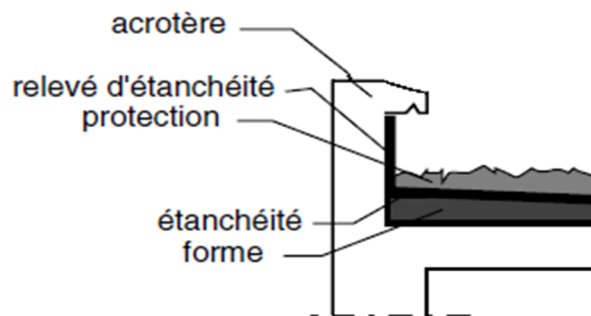


Figure III.1 : Acrotère en béton armé.

III.1.1 Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité :

a) Poids propre :

$$S = \frac{0,03 \times 0,1}{2} + (0,1 \times 0,6) + (0,07 \times 0,1) = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,0685 \times 25 = 1,71 \text{ kN/m}$$

$$Q = 1 \text{ kN/m}$$

b) Effort normal :

$$N_U = 1,35G = 1,35 \times 1,71 = 2,31 \text{ kN/ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 1,71 \text{ kN/ml}$$

c) Moment de flexion :

$$M_U = 1,5 \times N_Q \times h = 1,50 \times 1 \times 0,60 = 0,90 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

d) Effort tranchant :

$$V = N_Q = 1 \text{ kN.m}$$

$$V_U = 1,5V = 1,50 \text{ kN.m}$$

$$V_{ser} = V = 1 \text{ kN.m}$$

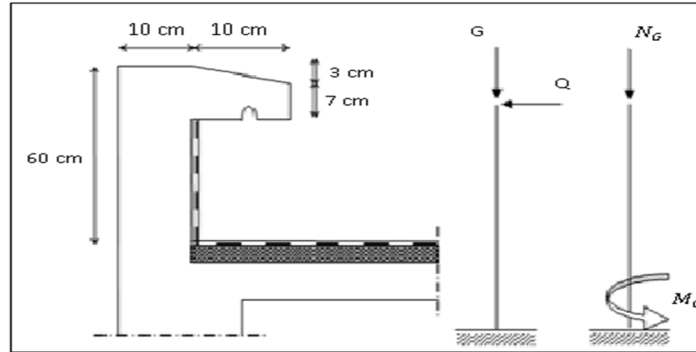


Figure III.2 : Dimensions de l'acrotère.

e) Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend $C = C' = 2 \text{ cm}$.

f) Excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,90}{2,31} = 0,39 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,39 \text{ m}$$

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

III.1.2 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

$$M_u = N_U \left[e + \frac{h}{2} - c \right] = 2,31 \left[0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 0,97 \text{ kN.m}$$

$$(d - c')N_U - M_U \leq (0,337h - (0,81c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,31) - 0,97 = -0,81 \text{ kN.m}$$

$$((0,337 \times h) - (0,81 \times c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$= ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02))14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 = 24,80 \text{ kN.m}$$

$-0,81 < 24,80 \text{ kN.m}$; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$.

III.1.3 Calcul du ferrailage (E.L.U.) :

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0084$$

III.1.3.1 Vérification de l'existence des armatures comprimée A' :

$$\begin{aligned} \mu_l &= 0,8\alpha_l \times (1 - (0,4\alpha_l)) \\ \alpha_l &= \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668 ; \text{ Avec } \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} \\ &= 0,00174 \end{aligned}$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 \times (1 - (0,4 \times 0,668)) = 0,392 > \mu = 0,0084 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,0084 \rightarrow \beta = 0,996$$

On calcul :

A_{fs} : Section d'armatures en flexion simple ;

A_{fc} : Section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,31 - \frac{2,31 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.1.3.2 Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

a) Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1,71 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,71} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} A_{s \min} &= \frac{d \times b \times f_{tj28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 4,05}{35 - 1,665} \times 0,23 \\ &= 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{aligned}$$

On adopte 4Φ6 p.m.; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Les armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : 4Φ6 p.m.

III.1.4 Vérification des contraintes (E.L.S.) :

a) Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,71 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,65 \text{ kN.m}$$

b) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 - 21,15y - 190,35 = 0 \rightarrow y = 1,58 \text{ cm}$$

c) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,58^3}{3} + (15 \times 1,13 \times (9 - 1,58)^2) = 1064,68 \text{ cm}^4$$

III.1.4.1 Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{650}{1064,68} \times 1,58 = 0,96 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0,96 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

III.1.4.2 Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{650}{1064,68} \times (9 - 1,58) = 67,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 67,95 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

III.1.4.3 Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,01667 \text{ MPa}$$

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

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,01667 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

III.1.4.4 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,15 (zoneIIA, groupe2)

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 1,71 \text{ kN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 1,71 = 0,82 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN}$; Condition vérifiée

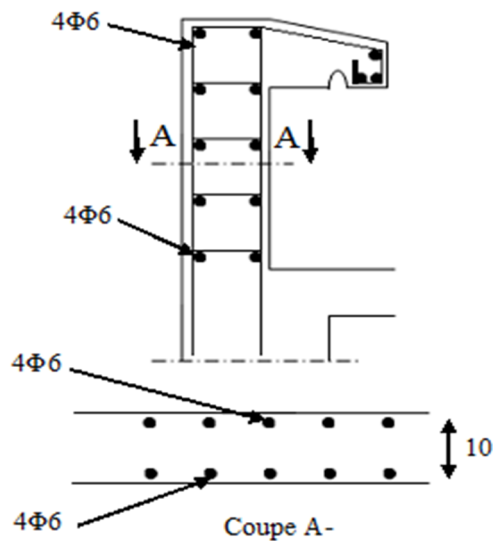


Figure III.3 : Ferrailage de l'acrotère.

III.2 La cage d'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 fatigant.

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.

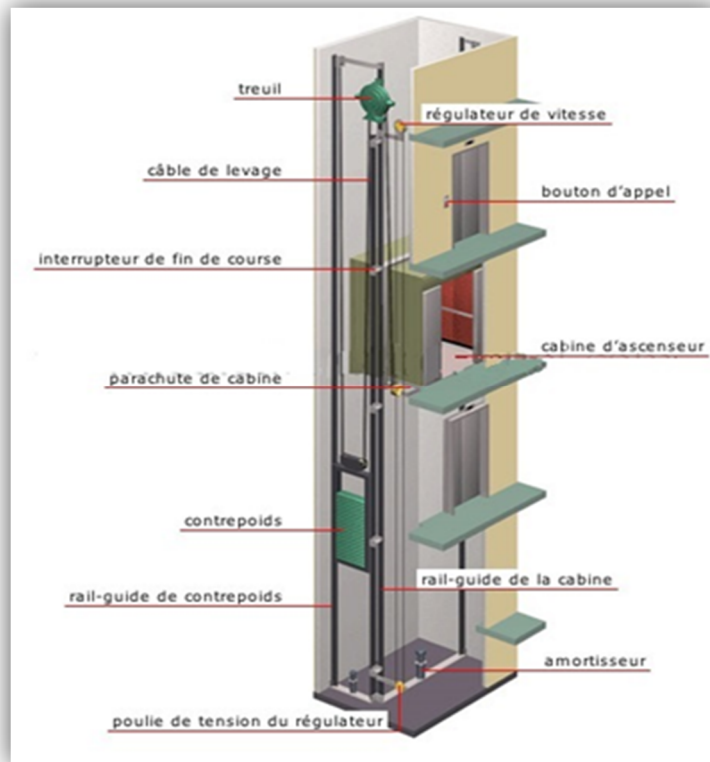


Figure III.4 : Schéma d'un ascenseur.

III.2.1 Calcul du poids des composants de l'ascenseur :

L'ascenseur mécanique est constitué 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 : 1,51 m

Hauteur : 2.20 m

La largeur de passage libre : 0,8 m

La hauteur de passage libre : 2,00 m

La hauteur de la course : 36.72 m

La surface latérale : $S = ((2 \times 1,51) + 1,3) \times 2,20 = 9,5 \text{ m}^2$

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

❖ Les Poids des composants de l'ascenseur :

Poids de la cabine : $S = 9,64 \text{ m}^2$	$M_1 = 11,5 \times 9,64 \times 2 = 221,72 \text{ kg}$
Poids du plancher : $S = 2,2 \times 2,35 = 5,17 \text{ m}^2$	$M_2 = M_0 \times S = 110 \times 5,17 = 568,7 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M_3 = M_{01} \times S = 20 \times 5,17 = 103,4 \text{ kg}$
Poids de l'arcade :	$M_4 = 60 + (80 \times 2) = 220 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M_5 = 50 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M_6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de moulage :	$M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de la cabine : $S = 2,2 \times 0,8 = 1,76 \text{ m}^2$	$M_8 = 80 + (1,76 \times 25) = 124 \text{ kg}$

Tableau III.1 : Poids des composants de l'ascenseur.

- Poids mort total : $P_m = \sum_{i=1}^{12} M_i = 1058.02 \text{ kg}$
- Contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1058.02 + \frac{675}{2} = 1395.52 \text{ kg}$

III.2.2 Calcul de la charge total q_u :

III.2.2.1 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 $\frac{D}{d}$ (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons.

$$\frac{D}{d} = 45 \text{ et } D = 550 \text{ mm} \rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$$

$$\text{On a : } C_r = C_s \times M$$

Avec :

C_s : Coefficient 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.

$$\text{Et : } M = Q + P_m + M_g$$

M_g : Poids du câble.

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

$$\text{Donc : } C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1058.02) = 20796.24 \text{ kg}$$

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

$$C_r = \frac{20796.24}{0,85} = 24466.16 \text{ kg}$$

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

Avec:

m : Type de moulage (2 brins, 3 brins, ...);

n : Nombres des câbles.

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

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{24466.16}{8152 \times 2} = 1,501$$

On prend : $n = 4$ 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 :

Avec :

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

n : Nombre des câbles, $n = 4$

L : Longueur du câble, $L = 36.72 \text{ m}$

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 4 \times 36.72 = 75.64 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1058.02 + 75.64 = 1808.66 \text{ kg}$$

III.3.2.3 Vérification de C_r :

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 4 \times 0,85 = 55433,6 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{24466.16}{1808.66} = 13.53 > 12 ; \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.3.2.4 Calcul de la charge permanente total G :

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

$$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g = 1058.02 + 1395.52 + 1200 + 75.64 = 3729.18 \text{ kg}$$

$$Q = 675 \text{ kg}$$

$$q_u = 1.1,35G + 1,5Q = 1.35(3729.18) + 1.5(675) = 6046.89 \text{ kg}$$

III.3.3 Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se poinçonner sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge $q_u = 6046,89 \text{ kg}$.

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6046.89}{4} = 1511.72 \text{ kg/m}$$

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, $h_0 = 15 \text{ cm}$

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

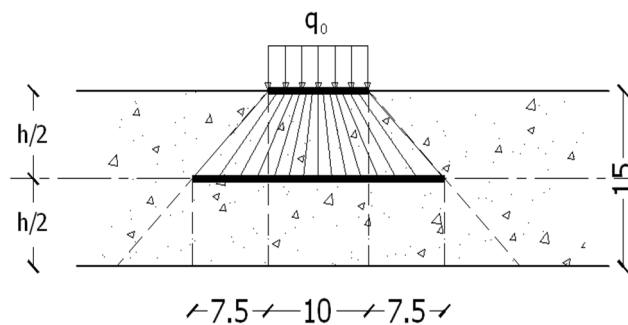


Figure III.5 : Répartition des charges.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$.

$$\mu_c = 2(U + V)$$

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

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

$$= 1511.72 \text{ kg}$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement.

III.2.4 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

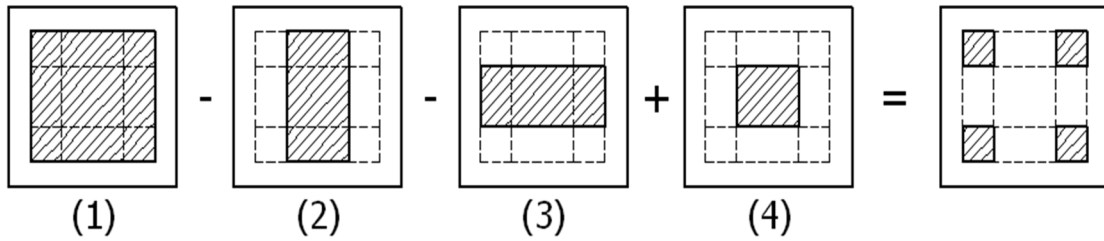


Figure III.6 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

a) Distances des rectangles :

1) Rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 90 \text{ cm} \\ V = 140 \text{ cm} \end{cases}$$

2) Rectangle (2) :

$$\begin{cases} U = 40 \text{ cm} \\ V = 140 \text{ cm} \end{cases}$$

3) Rectangle (3) :

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

4) Rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 40 \text{ cm} \\ V = 90 \text{ cm} \end{cases}$$

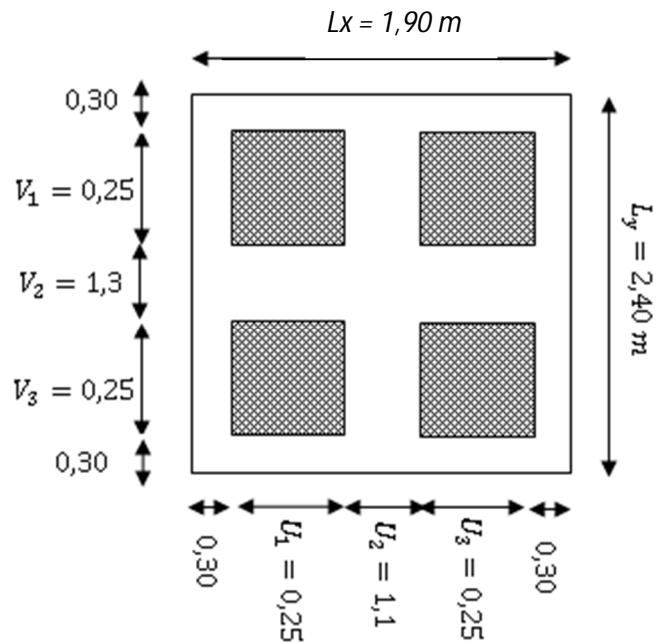


Figure III.7 : Dessin montrant la concentration des charges.

b) Calcul des moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P \text{ et } M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

ν : le coefficient de Poisson.

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

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A (25×25) cm^2 est :

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{6046.89}{0,25^2} = 96750.24 \text{ kg / m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 1.90 \text{ m}$ et $L_y = 2,40 \text{ m}$

❖ Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U).

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface [m ²]	P = P'.S [kg]	M_x [kg.m]	M_y [kg.m]
1	0,47	0,58	0,098	0,063	1.260	30476.275	2986.67	1920.01
2	0,21	0,58	0,135	0,073	0.560	13545.011	1828.58	988.79
3	0,47	0,38	0,112	0,081	0.810	19591.891	2194.29	1586.94
4	0,21	0,38	0,16	0,097	0.360	8707.507	1393.20	844.63

Tableau III.2 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U).

c) Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 357,008 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 188,905 \text{ kg.m}$$

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

d.1) Chargement :

$$L_x = 1,90 \text{ m et } L_y = 2,40 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

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

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

d.2) Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,90}{2,40} = 0,79$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

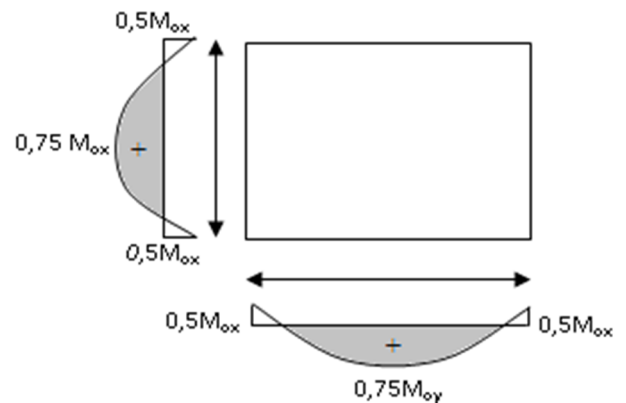


Figure III.8 : Moments de la dalle.

$$\alpha = 0,79 \rightarrow \mu_x = 0,0573 \text{ et } \mu_y = 0,5786$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 135,75 \text{ kg.m et } M_{y2} = 78,54 \text{ kg.m}$$

d.3) Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 357,008 + 135,75 = 492,76 \text{ kg / m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 188,905 + 78,54 = 267,45 \text{ kg / m}$$

Les moments retenus sont :

En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 369,57 \text{ kg / m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 200,58 \text{ kg} / m$$

Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 246,38 \text{ kg} / m$$

III.2.5 Calcul du ferrailage de la dalle :

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

On a : $b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=13,5\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348$; $\mu_1=0,392$

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

a) En travée :

- Sens L_x :

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 369,57 \text{ kg} / m = 3695,7 \text{ N} \cdot m$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3695,7}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,014 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,993$

La section d'acier :

- Sens L_y :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3695,7}{0,993 \times 13,5 \times 348} = 0,79 \text{ cm}^2 / ml$$

Le moment ultime :

$$M_{ty} = 200,58 \text{ kg} / m = 2005,8 \text{ N} \cdot m$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2005,8}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,0077 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,9965$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2005,8}{0,9965 \times 13,5 \times 348} = 0,43 \text{ cm}^2 / ml$$

b) Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 246,38 \text{ kg} / m = 2463,8 \text{ N} \cdot m$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2463,8}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,0095 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,9955$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2463,8}{0,9955 \times 13,5 \times 348} = 0,53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

c) Section minimale des armatures :

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 0,79$ on peut appliquer la formule suivante :

• Sens L_y :

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

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,43 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 0,53 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

• Sens L_x :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 0,79}{2} \right) = 1,33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 0,79 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_{x \min} = 1,33 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{x \min} = 1,33 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 0,53 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,33 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \min} = 1,33 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

d) Choix des aciers :

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

En travée :

• Sens L_x :

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

• Sens L_y :

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

Sur appuis (chapeaux) :

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

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) $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ avec :

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

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

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

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 :

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

$$V_x = 656,25 \times \frac{1,9}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,79}{2}} = 446,91 \text{ N} = 0,446 \text{ kN}$$

$$V_y = 656,25 \times \frac{1,9}{3} = 415,62 \text{ N} = 0,415 \text{ kN}$$

$$V_y < V_x$$

- On calcul V_v et V_u :

$$V_v = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{6046,89}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 8062,52 \text{ N} = 8,06 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{q_u}{3u} = \frac{6046,89}{3 \times 0,25} = 8062,52 \text{ N} = 8,06 \text{ kN}$$

$$V_v = V_u \text{ parce que } u = v$$

Donc :

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_v = 0,446 + 8,06 = 8,51 \text{ kN} ; \text{ Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u = 0,415 + 8,06 = 8,47 \text{ kN} ; \text{ Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{u \text{ tot}} = \max(V_{u \text{ tot } x} ; V_{u \text{ tot } y}) = 8,51 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} = \frac{8,51 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,063 \text{ MPa}$$

$15 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$; On vérifié que :

$$\bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 1,63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,063 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,63 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

On en déduit que les armatures transversal ne sont pas nécessaires.

III.2.6 Vérification à l'E.L.S :

a) Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + \nu M_2)P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + \nu M_1)P'_{ser} \end{cases} \text{ avec : } \nu = 0,2 \text{ (E.L.S)}$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \times S' = \frac{P_{a ser}}{u \times v} \times S'$$

$$P_{a ser} = (G + Q) \frac{1}{4} = (3729,18 + 675) \frac{1}{4} = 1101,045 \text{ kg}$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a ser}}{u \times v} = \frac{1101,045}{0,25^2} = 17616,64 \text{ kg / m}^2$$

$$P'_{ser} = 17616,64 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant: $L_x = 1,9 \text{ m}$ et $L_y = 2,4 \text{ m}$.

❖ Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S).

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface [m ²]	P' ser [kg/m ²]	M_{0x} [kg.m]	M_{0y} [kg.m]
1	0,47	0,58	0,098	0,063	1,260	22197,067	2175,313	1398,415
2	0,21	0,58	0,135	0,073	0,560	9865,363	1331,824	720,172
3	0,47	0,38	0,112	0,081	0,810	14269,543	1598,189	1155,833
4	0,21	0,38	0,16	0,097	0,360	6342,019	1014,723	615,176

Tableau III.3 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S).

b) Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 260,023 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 137,587 \text{ kg.m}$$

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

c.1) Chargement :

$$L_x = 1,9 \text{ m et } L_y = 2,40 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

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

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

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

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,9}{2,40} = 0,79$$

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

$\alpha = 0,79 \Rightarrow \mu_x = 0,0573$ et $\mu_y = 0,5786$; Tirée de l'abaques de Pigeaud

Donc : $M_{0xr} = 98,26 \text{ kg.m}$ et $M_{0yr} = 56,85 \text{ kg.m}$

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

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 358,28 \text{ kg / m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 194,44 \text{ kg / m}$$

Les moments retenus sont :

- En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 268,71 \text{ kg / m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 145,83 \text{ kg / m}$$

- Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 179,14 \text{ kg / m}$$

III.2.7 Vérification des contraintes dans le béton :

- Suivant L_x :

a) En travée :

$$M_{tx} = 2687,1 \text{ N / m} ; A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

a.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

a.2) Moment d'inertie :

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

a.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2687,1}{6087,13} \times 3,13 = 1,38 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,38 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

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

b) Sur appuis :

$$M_a = 1791,4 \text{ N / m} ; A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0$$

b.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

b.2) Moment d'inertie :

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

b.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1791,4}{6087,13} \times 3,13 = 0,92 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,92 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

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

- Suivant L_y :

a) En travée :

$$M_{ty} = 1458,3 \text{ N / m} ; A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

a.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

a.2) Moment d'inertie :

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

a.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1458,3}{6087,13} \times 3,13 = 0,75 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,75 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

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

III.2.8 Disposition du ferrailage :

a) Arrêt des barres :

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct.

On a: $f_e 400$ et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$L_s = 40\Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm.}$$

b) Cas des charges uniformes :

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

c) Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max\left(L_s ; \frac{1}{4}\left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}}\right)L_x\right) = \max(40 \text{ cm} ; 38 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left(L_s ; \frac{L_1}{2}\right) = \max(40 \text{ cm} ; 20 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

d) 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 à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{190}{10} = 19 \text{ cm}$$

e) Armatures finales :

- Suivant L_x :

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

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

- Suivant L_y :

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

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

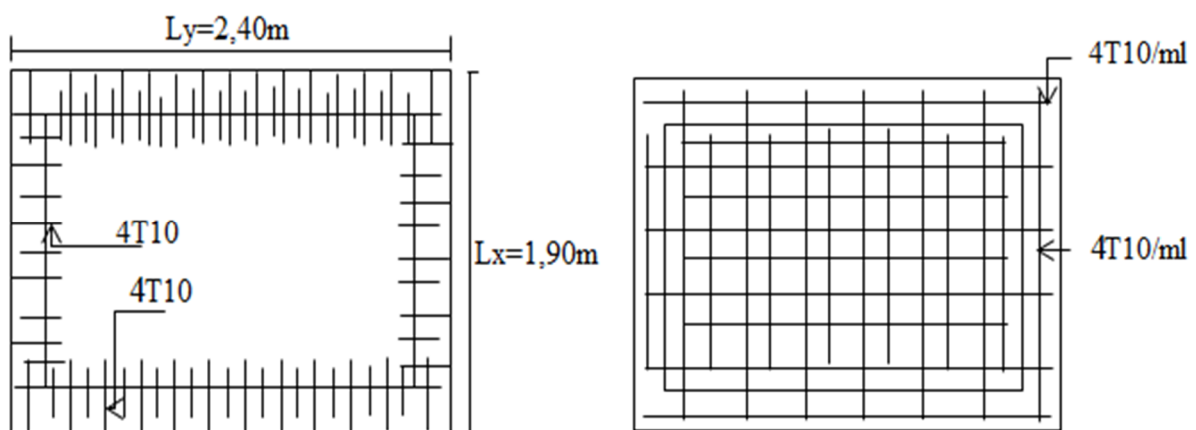


Figure III.9 : Ferrailage supérieur et inférieur de la dalle de l'ascenseur.

III.2.9 Voile de la cage d'ascenseur :

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

On adopte une épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$

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

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

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

L'espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

III.3 Balcon :

Le balcon est un élément d'architecture consistant en une dalle pleine encadrée dans la poutre et entourée d'une rampe ou d'un mur de protection, elle est considérée comme étant une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

On a :

L_y : la longueur suivant l'encastrement à la poutre ; $L_y = 2,30 \text{ m}$

L_x : la longueur suivant l'encastrement aux deux consoles ; $L_x = 0,85 \text{ m}$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{0,85}{2,30} = 0,37 < 0,4 \implies \text{La dalle travaille dans un seul sens (suivant } L_x \text{).}$$

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 :

$$e \geq \frac{L_x}{10} = \frac{85}{10} = 8,5 \text{ cm}$$

- Isolation acoustique : $e \geq 12 \text{ cm}$;
- Sécurité en matière d'incendie : $e > 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coup feu.

On adopte : $e = 15 \text{ cm}$.

III.3.1 Etude des charges et des sollicitations :

Le balcon supporte la charge d'un mur en brique creuse de 1,2 m de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. Sa longueur est de 0,85 m.

a) Décence des charges :

Élément	Poids surfacique (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage (2 cm)	0,40
2. Mortier de pose (2 cm)	0,40
3. Dalle pleine en BA (15 cm)	3,75
4. Sable fin pour mortier (1,5 cm)	0,29
5. Enduit en ciment (1,5 cm)	0,27
	G = 5,11 KN/m²
	Q = 3,50 KN/m²

Tableau III.4 : Les charges permanentes et d'exploitation de balcon

b) Charge surfacique et linéaire :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,11) + (1,5 \times 3,50) = 12,15 \text{ KN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique.}$$

$$Q_u = 12,15 \times 1 \text{ m} = 12,15 \text{ KN/ml} ; \text{ Charge linéaire.}$$

$$Q_{ser} = G + Q = 5,11 + 3,50 = 8,61 \text{ KN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique.}$$

$$Q_{ser} = 8,61 \times 1 \text{ m} = 8,61 \text{ KN/ml} ; \text{ Charge linéaire.}$$

III.3.1.1 Calcul de la charge concentrée :

Le balcon supporte la charge d'un mur en brique creuse de 1,2 m de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. Sa longueur est de 2,30 m.

a) Poids propre du mur :

$$P_{mur} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 9 \times 0,1 \times 1,2 \times 1 \text{ m} = 1,08 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } P_{u\text{ mur}} = 1,35 \times P_{mur} = 1,35 \times 1,08 = 1,46 \text{ KN}$$

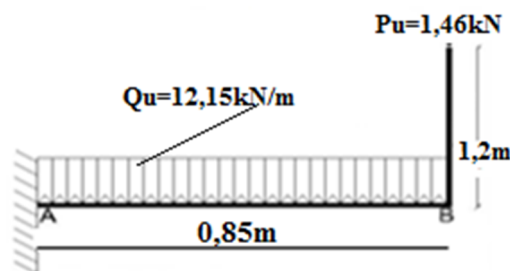


Figure III.10 : Schéma statique du balcon.

b) Calcul du moment max et de l'effort tranchant max :

➤ L'E.L.U :

$$M_{max} = \frac{Q_u l^2}{2} + P_u l = \left(\frac{12,15 \times 0,85^2}{2} \right) + (1,46 \times 0,85) = 5,63 \text{ KN.m}$$

$$T_{max} = Q_u l + P_u = 12,15 \times 0,85 + 1,46 = 11,78 \text{ KN}$$

➤ L'E.L.S :

$$M_{max} = \frac{Q_{ser}l^2}{2} + P_{ser}l = \left(\frac{8,61 \times 0,85^2}{2} \right) + (1,46 \times 0,85) = 4,35 \text{ KN.m}$$

$$T_{max} = Q_{ser}l + P_{ser} = 8,61 \times 0,85 + 1,46 = 8,78 \text{ KN}$$

III.3.2 Ferrailage de balcon :

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{5,63 \times 10^3}{14,17 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,022$$

$\mu = 0,022 \rightarrow \beta = 0,989$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{umax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,63 \times 10^3}{0,989 \times 13,5 \times 348} = 1,21 \text{ cm}^2$$

- Choix de l'armature :

Choisit une section : $A_s = 3,14 \text{ cm}^2 \longrightarrow (4T10)$

L'espaceur : $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79 \text{ cm}^2$$

On prend **4T8**. soit $= 2,1 \text{ cm}^2$. L'espaceur $S_t = 25 \text{ cm}$

III.3.3 Vérification de l'effort tranchant :

a) Condition de non fragilité :

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

$A_{adpt} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{11,78 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,087 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,087 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Contraintes d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{11,78 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 12,56 \times 10^2} = 0,772 \text{ MPa}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 4

μ : Périmètre d'armatures tendues 4T10=12,56 cm²;

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

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

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

$$\tau_{se} = 0,772 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

III.3.4 Vérification à l'état limite de service E.L.S :

$$M_{ser} = 4,35 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

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

f) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + ((15 \times 3,14)(13,50 - 3,12)^2) = 6087,14 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{4,35 \times 10^3}{6087,14} \times 3,12 = 2,23 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,23 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

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

pour une fissuration préjudiciable $\overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]$.

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{4,35 \times 10^3}{6087,14} \times (13,50 - 3,12) = 111,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 111,26 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

i) Vérification de la flèche :

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

Avec :

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

i.1) Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left((b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 3,14 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 3,14)} = 7,68 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,68 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,32 \text{ cm}$$

i.2) Calcul du moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2 \\ &= \frac{100 \times 7,68^3}{3} + \frac{100 \times 7,32^3}{3} + ((15 \times 3,14) \times (13,50 - 7,68)^2) \\ &= 29475,99 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

i.3) Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{0,85^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 29475,99} \times \left[\frac{8,61 \times 0,85}{8} + \frac{1,46}{3} \right] = 0,01 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{0,85}{250} = 0,34 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,01 \text{ cm} < F_{adm} = 0,34 \text{ cm}; \text{ Condition vérifiée}$$

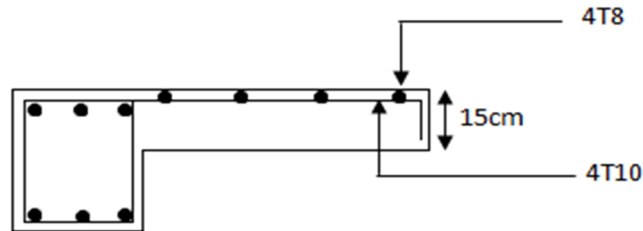


Figure III.11 : Ferrailage du balcon

III.4 Les escaliers :

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.

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 :

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

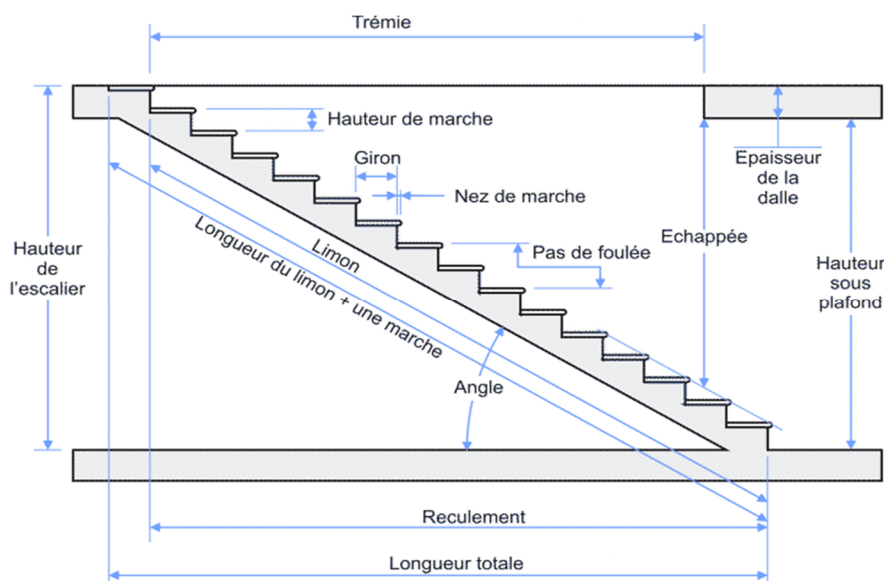


Figure III.12 : Coupe descriptive d'un escalier.

III.4.1 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 :

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

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

g : La largeur de la marche.

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

On a aussi c'est deux formules :

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

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.

III.4.2 Etude d'un escalier :

a) Dimensionnement des marches et contre marches :

D'après (1), on a :

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

Donc d'après Blondel on a :

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

$$\text{Et puis : } mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{Avec : } m = 64 \text{ cm} ; H = \frac{h_e}{2} = \frac{280}{2} = 140 \text{ cm} ; \text{ et } L = 210 \text{ cm}$$

$$\text{Donc l'équation (2) devient : } 64n^2 - 554n + 280 = 0$$

La solution de l'équation est : $n = 8$ (nombre de contre marche)

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

$$h = \frac{140}{9} = 17,5 \text{ cm} ; \text{ et } g = \frac{L}{n - 1} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17,5) + 30 \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée}$$

L'inégalité vérifiée, on a : 7 marches avec $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17,5 \text{ cm}$.

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{17,5}{30} = 0,583 \Rightarrow \alpha = 30,26^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,863$$

b) Epaisseur de la volée (e_v) :

Paillasse mince de très faible épaisseur $e_v = 5$ cm

c).Section de calcul:

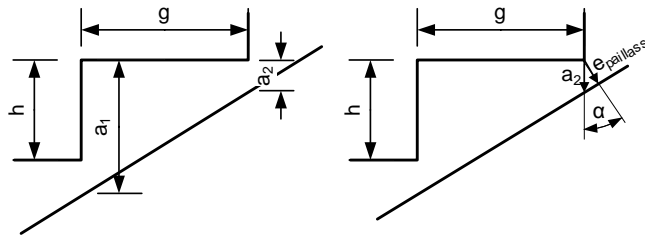


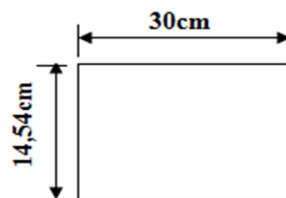
Figure III.13 : Escalier console

$$h_{eq} = \frac{a_1 + a_2}{2} = \frac{(h + a_2) + a_2}{2} = \frac{h + 2a_2}{2} = \frac{h}{2} + a_2$$

$$h_{eq} = \frac{h}{2} + \frac{e_{paillasse}}{\cos \alpha} = \frac{17,5}{2} + \frac{5}{0,863} = 14,54 \text{ cm}$$

$$h_{eq} = 14,54 \text{ cm}$$

La section de calcul est ($g \times h_{ep}$)



III.4.3 Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :

a) Marche :

N°	Désignation	g (m)	e _p (m)	Densité KN/m ³	Poids KN/m
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,3	0,02	20	0,12
2	Mortier de ciment horizontal	0,3	0,02	20	0,12
3	Lit de sable	0,3	0,02	18	0,108
4	Revêtement en carrelage vertical (e _p × 20 × h/g)	0,3	0,02	20	0,07
5	Mortier de ciment vertical (e _p × 20 × h/g)	0,3	0,02	20	0,07
6	Poids propre des marches/paillasse (h _{eq} × γ _{ba} × g)	0,3	0,1454	25	1,09
7	Enduit en plâtre (e _p / cos α)	0,3	0,02	10	0,07
G = 1,65 KN/m					
Q = 1,50 KN/marche					

Tableau III.5 : Les charges permanentes et d'exploitation d'une marche

Le calcul suivant se fait pour une marche :

$$\begin{cases} q_u = (1,35G + 1,5Q) = 4,48 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = (G + Q) = 3,15 \text{ kN/m} \end{cases}$$

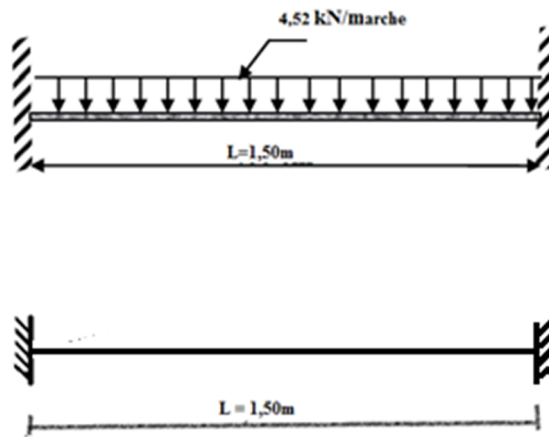


Figure III.14 : Schéma statique d'une marche

III.4.4 Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :

a) Détermination des réactions :

$$R_a = R_b = \frac{q \times L}{2} = \frac{4,48 \times 1,50}{2} = 3,36 \text{ kN}$$

b) L'effort tranchant :

$$T_a = - R_a = 3,36 \text{ KN}$$

$$T_b = R_b = 3,36 \text{ KN}$$

c) Moment fléchissant :

$$M_{max} = -\frac{q_u \times L^2}{8} = -\frac{4,48 \times 1,5^2}{8} = -1,26 \text{ KN.m}$$

• Moment sur appui :

$$M_a = 0,4 \times M_0 = 0,504 \text{ KN.m}$$

• Moment en travée :

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 1,071 \text{ KN.m}$$

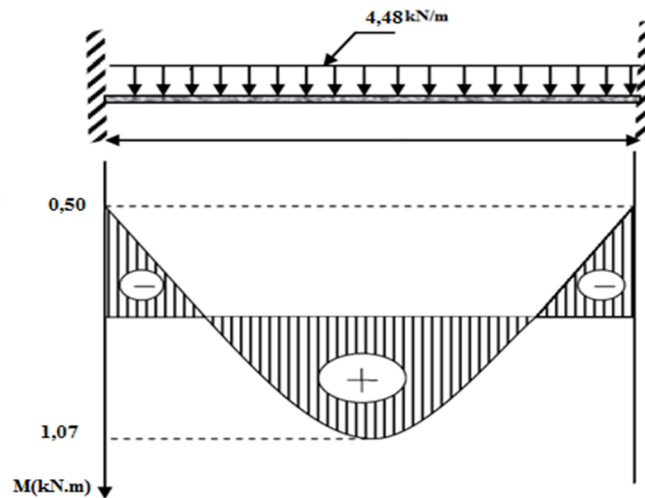


Figure III.15 : Diagramme de moment fléchissant

III.4.5 Ferrailage de l'escalier :

$$M_a = 0,50 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 1,07 \text{ KN.m}$$

a) sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 0,50 \text{ KN.m} ; h_{ep} = 14,54 \text{ cm} ; d = 0,9h = 13,08 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0,50 \times 10^3}{30 \times (13,08)^2 \times 14,17} = 0,007$$

$$\text{On a : } \beta = 0,9965$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,50 \times 10^3}{0,9965 \times 13,08 \times 348} = 0,11 \text{ cm}^2$$

On adopte (2T8) avec : $A = 1,01 \text{ cm}^2$

b) en travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 1,07 \text{ KN.m} ; \quad h_{ep} = 14,54 \text{ cm} ; \quad d = 0,9h = 13,08 \text{ cm} ; \quad b = 30 \text{ cm}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1,07 \times 10^3}{30 \times 13,08^2 \times 14,17} = 0,014$$

$$\text{On a : } \beta = 0,993$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,07 \times 10^3}{0,993 \times 13,08 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2$$

On adopte (2T12) avec : $A = 2,26 \text{ cm}^2/\text{marche}$

III.4.6 vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 13,08 \times 2,1}{400} = 0,47 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 0,47 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{3,36 \times 10}{30 \times 13,08} = 0,086 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,086 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.6.1 Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{0\text{ ser}} = 0,89 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 33,9y - 443,41 = 0 \rightarrow y = 4,42 \text{ cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 4,42^3}{3} + (15 \times 2,26)(13,08 - 4,42)^2 = 3405,86 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{0,89 \times 10^3}{3405,86} \times 4,42 = 1,12 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 1,12 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.4.6.2 Vérification de la flèche :

On doit vérifier 2 conditions :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{14,54}{150} = 0,097 > 0,033 ; \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,26}{30 \times 13,08} \geq \frac{2}{400} \Leftrightarrow 0,005 \geq 0,005 ; \text{ condition vérifiée}$$

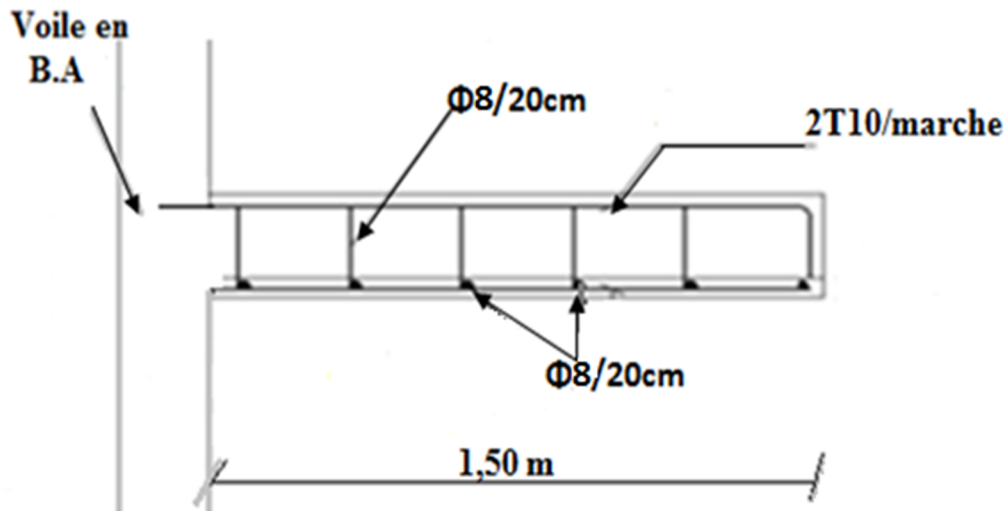


Figure III.16 : Ferrailage des marches