III.1 Acrotère

III.1.1 Introduction

L'acrotère est un muret d'une hauteur de 60 cm et d'une épaisseur de 10 cm, il est généralement situé en bordure de toitures terrasses afin de protéger la ligne conjonctive 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'ai 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 ou se trouve l'encastrement dans le plancher terrasse et c'est pour cela que la 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).

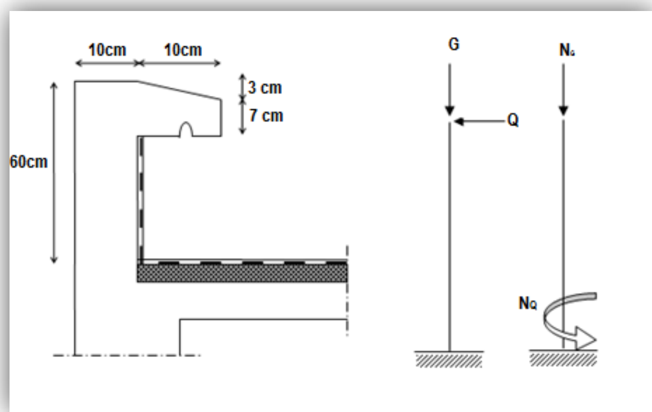


Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère.

III.1.2 Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité

Le calcul se fait pour une bande de 1 m

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

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

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

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

e) Enrobage

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend C = C’ = 2 cm.

f) Excentricité

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

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

e_p : Epaisseur de l’acrotère.

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

III.1.3 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section

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

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

$$= \big((0{,}09 - 0{,}02) \times 2{,}31\big) - 0{,}97 = -0{,}81\ \text{kN.m}$$

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

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

$-0{,}81 < 24{,}80\ kN.m$; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire (b X h) = (100 x 10) cm².

III.1.4 Calcul du ferraillage (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.1.4.1 Vérification de l’existence des armatures comprimée A’

$\mu_l = 0{,}8\alpha_l \times (1 - (0{,}4\alpha_l))$

$$\alpha_l = \frac{3{,}5}{3{,}5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3{,}5}{3{,}5 + 1{,}74} = 0{,}668 \text{ ; Avec } \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1{,}15} = 0{,}00174$$

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

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

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

a) Les armatures principales

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

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

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

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

$$A_{s\,min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0{,}45d}{e_{ser} - 0{,}185d} \times 0{,}23 =$$

$$= \frac{9 \times 100 \times 2{,}1}{400} \times \frac{35 - 4{,}05}{35 - 1{,}665} \times 0{,}23 = 1{,}01 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

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.1.5 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.1.5.1 Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

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

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

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

III.1.5.2 Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st}

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

Avec :

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

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

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

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

III.1.5.3 Contrainte de cisaillement

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

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

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

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

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

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

III.1.6. Vérification du ferraillage 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 $A = 0{,}08$.

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0{,}8$.

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

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures.

$F_p = 4 \times 0{,}8 \times 0{,}08 \times 1{,}71 = 0{,}44\ \mathrm{kN} < 1{,}5Q = 1{,}5\ kN$; Condition vérifiée

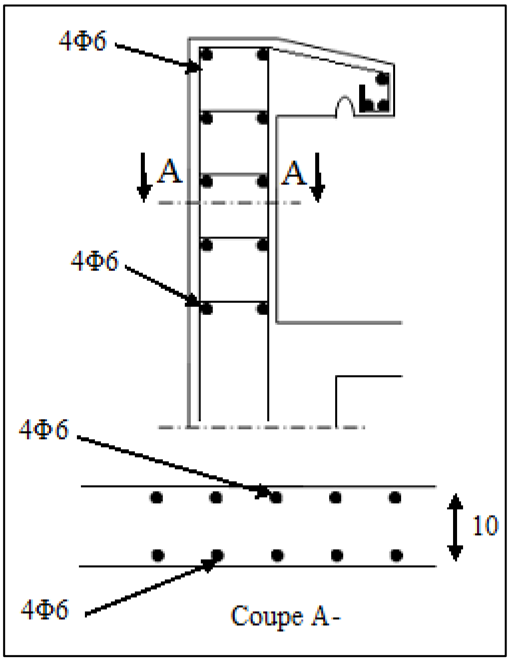
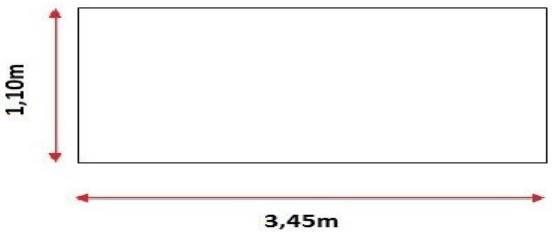


Figure III.2 : Ferraillage de l'acrotère.

III.2 Balcon

III.2.1 Introduction

Le balcon est un élément d'architecture consistant en une dalle pleine encastrée 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 ; $L_y = 3{,}45\text{m}$

L_x: La longueur suivant l'encastrement aux deux consoles ; $L_x = 1{,}1$ m

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1{,}1}{3{,}45} = 0{,}32 < 0{,}4 \ \Rightarrow \textit{La dalle travail dans un seul sens (suivant } L_x)$$

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 :

$$e \geq \frac{L_x}{10} = \frac{110}{10} = 11 \text{ cm}$$

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 Etude des charges et des sollicitations

a) Décente des charges

Désignation	P (KN/m^2)
1. Carrelage (2cm)	0 ,4
2. Mortier de pose	0,4
3. Dalle plaine (ep = 15) cm	3 ,75
4. Enduit en plâtre (ep = 2cm)	0,2
5. Lit de sable	0,36
	G =5,11

Tableau III.1:charge permanente du balcon

G = 5,11 KN/m²

Q = 3,5 KN/m²

b) Charge surfacique et linéaire :

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

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

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

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

III.2.2.1 Calcul de la charge concentrée :

Le balcon supporte la charge d'un mur en brique perforé de 1,1 m de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. Sa longueur est de 4 m.

a) Poids propre du mur

$P_{mur} = \delta \times b \times h \times 1\ \mathrm{m} = 13 \times 0{,}1 \times 1{,}1 \times 1\ \mathrm{m} = 1{,}43\ \mathrm{kN}$

D'où : $P_{u\ mur} = 1{,}35 P_{mur} = 1{,}35 \times 1{,}43 = 1{,}93\ \mathrm{kN}$

b) Poids de l'enduit en ciment

$P_{enduit} = \delta \times b \times h \times 1\ \mathrm{m} = 18 \times 0{,}02 \times 1{,}1 \times 1\ \mathrm{m} = 0{,}4\mathrm{kN}$

D'où : $P_{u\ enduit} = 1{,}35 P_{enduit} = 1{,}35 \times 0{,}4 = 0{,}54\ \mathrm{kN}$

c) Charges totales

$P_u = P_{u\ mur} + P_{u\ enduit} = 1{,}93 + 0{,}54 = 2{,}47\ \mathrm{kN}$

$P_{ser} = P_{mur} + P_{enduit} = 1{,}43 + 0{,}4 = 1{,}43\mathrm{kN}$

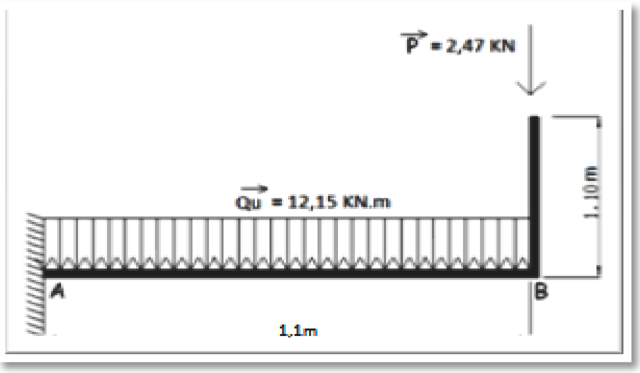


Figure III.3 : Schéma statique montrant les charges que subit le balcon

d) Calcul du moment max et de l'effort tranchant max

$$M_{max} = -\frac{Q_U l^2}{2} - P_u l = -\left(\frac{12{,}15 \times 1{,}1^2}{2}\right) - (2{,}47 \times 1{,}1) = -10{,}07\ \mathrm{kN.m}$$

$$T_{max} = Q_U l + P_u = (12{,}15 \times 1{,}1) + 2{,}47 = 15{,}84\ \mathrm{kN}$$

III.2.3 Ferraillage

$\mathrm{d = 0{,}9h = 0{,}9 \times 15 = 13{,}50\ cm}$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10{,}07 \times 10^3}{100 \times 13{,}50^2 \times 14{,}2} = 0{,}038 > \mu_r = 0{,}0392$$

Donc : A' n'existe pas et $\beta = 0{,}981$

$$A_{cal} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10{,}07 \times 10^3}{0{,}981 \times 13{,}50 \times 348} = 2{,}18\ cm^2$$

On adopte 5T12 et $A_{adpt} = 5{,}65\ cm^2$ et $S_t = 20\ cm$

$$A_r = \frac{A_S}{4} = \frac{5{,}65}{4} = 1{,}41\ cm^2$$

On prend 5T8, et $A_{adp} = 2{,}51 cm^2$ l'espacement $S_t = 20\ cm$

III.2.4 Vérifications

a) Condition de non fragilité

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

$A_{adpt} = 4{,}52\ cm^2 > A_{min} = 1{,}63\ cm^2$; Condition vérifiée

b) Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{15{,}84 \times 10}{100 \times 13{,}50} = 0{,}12 MPa$$

$\overline{\tau_u} = \min(0{,}13 f_{c28}\ ; 4\ MPa)$; Fissuration préjudiciable

$\overline{\tau_u} = \min(3{,}25\ MPa\ ; 4\ MPa) = 3{,}25\ MPa$

1) $\tau_u = 0{,}12\ MPa < \overline{\tau_u} = 3{,}25\ MPa$; Condition vérifiée

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

c) Contraintes d'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{T}{0{,}9 \times d \times n \times \mu} = \frac{15{,}83 \times 10^3}{0{,}9 \times 13{,}50 \times 5 \times 1{,}885 \times 10^2} = 1{,}38\ MPa$$

Avec :

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

μ : Périmètre d'armatures tendues 5T12=18,85;

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

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

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

$\tau_{se} = 1{,}38\ MPa < \overline{\tau_{se}} = 3{,}15\ MPa$; Condition vérifiée

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

$$M_{ser} = -\frac{Q_{ser}l^2}{2} - P_{ser}l = -\frac{8,61 \times 1,1^2}{2} - (1,43 \times 1,1) = -8,19\ kN.m$$

e) Détermination de la position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_S(d-y) = 50y^2 + 84,75y - 1144,125 = 0 \rightarrow y_2 = 4,01\ cm$$

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 $\boldsymbol{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{8,19 \times 10^3}{9781,97} \times 4,01 = 3,36\ MPa$$

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

$\sigma_b = 3,36 < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$; Condition vérifiée

h) Détermination des contraintes dans l'acier tendue $\boldsymbol{\sigma_{st}}$

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

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

$$\sigma_{st} = \eta\frac{M_{ser}}{I}(d-y) = 15 \times \frac{9,18 \times 10^3}{9781,97} \times (13,50 - 4,01) = 119,18\ MPA$$

$\sigma_{st} = 119,18\ MPa < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 MPa$; 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 :

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

i.1) Détermination du centre de gravité

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

$$= 7,82\ cm$$

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

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

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 :

$$F = \frac{l^3}{EI}\left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3}\right] = \frac{1{,}1^3 \times 10^2}{32164{,}19 \times 10^{-5} \times 31012{,}84} \times \left[\frac{8{,}61 \times 1{,}1}{8} + \frac{1{,}43}{3}\right] = 0{,}022cm$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{110}{250} = 0{,}44\ cm$$

$F_{cal} = 0{,}022\ cm < F_{adm} = 0{,}44\ cm$; Condition vérifié

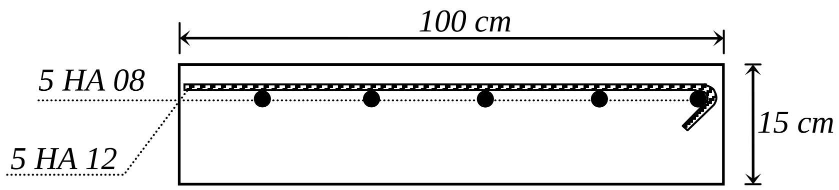


Figure IV.4 : ferraillage du balcon.

III.3 L'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

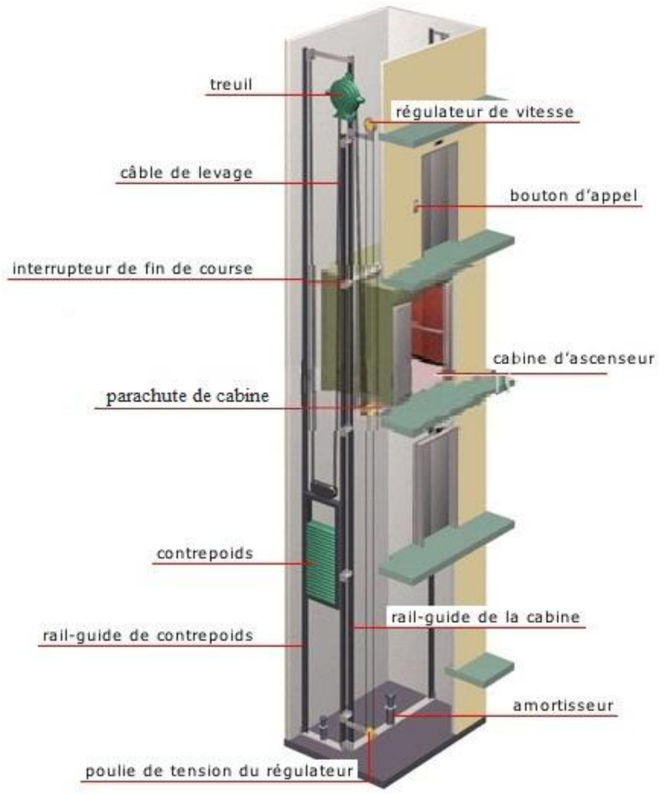


Figure III.5: Schéma d'un ascenseur

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 : 1,40 m

Langueur de la cabine : 1,4 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 : 24,01 m

La surface latérale : $S = \left((2 \times 1{,}4) + 1{,}4\right) \times 2{,}2 = 9{,}24\ m^2$.

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

Poids de la cabine : $S = 9{,}24\ m^2$	$M_1 = 11{,}5 \times 9{,}24 \times 1{,}4 = 148{,}8 kg$
Poids du plancher : $S = 2{,}9 \times 2{,}16 = 6{,}26\ m^2$	$M_2 = M_0 \times S = 110 \times 6{,}26 = 689\ kg$
Poids du toit :	$M_3 = M_{0\,1} \times S = 20 \times 6{,}24 = 125\ kg$
Poids de l'arcade :	$M_4 = 60 + (80 \times 1{,}4) = 172\ kg$
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 :	$M_8 = 80 + (1{,}76 \times 25) = 117{,}5\ kg$

Tableau III.2 : Poids des composants de l'ascenseur.

- Poids mort total : $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1432{,}3\ kg$
- Contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1432{,}3 + {}^{675}/_{2} = 1769{,}8\ kg$

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 :

$\boldsymbol{C_s}$: Cœfficient de sécurité du câble et $C_s = 12$;

$\boldsymbol{C_r}$: Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble ;

M : Charge statique nominale portée par la nappe.

Et : $M = Q + P_m + M_g$

$\boldsymbol{M_g}$: Poids du câble.

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

Donc : $C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1432{,}3) = 25287{,}6\ kg$

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

$$C_r = \frac{25287{,}6}{0{,}85} = 29750{,}12\ kg$$

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 : $C_{r\ (1\ câble)} = 8152\ kg$

$$n = \frac{C_r}{C_{r\ (1\ câble)} \times m} = \frac{29750{,}12}{8152 \times 2} = 1{,}82$$

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, $L = 24{,}01m$

$M_g = m \times n \times L = 0{,}515 \times 2 \times 24{,}01 = 25\ kg$

$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1432{,}3 + 25 = 2132{,}3\ kg$

III.3.2.3 Vérification de $\boldsymbol{C_r}$:

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

$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{27716,8}{2132,3} = 12,99 > 13$; *Condition vérifée*

III.3.2.4 Calcul de la charge permanente total G :

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

$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g = 1432,3 + 1769,8 + 1200 + 25 = 4427,1\ kg$

$Q = 675\ kg$

$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6989,09\ kg$

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 le quart de la charge $q_u = 6989,09\ kg$.

$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6989,09}{4} = 1747,27\ kg/\ m$

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, $h_0 = 15\ cm$;

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

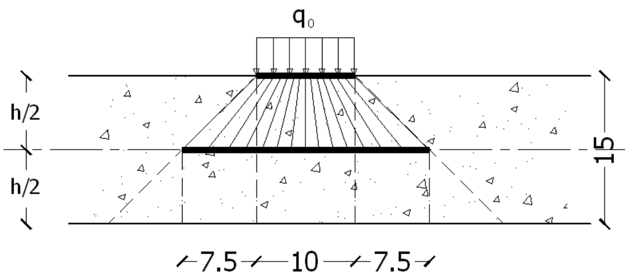


Figure III.6 : Poids des composants de l'ascenseur

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

$\mu_c = 2(U + V)$

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

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

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

$$q_0 \leq 0{,}045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow 0{,}045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1{,}5} = 11250\ kg > q_0 = 1747{,}27\ kg$$

Il n y a pas de risque de poinçonnement.

III.3.4 Evaluation des moments dus aux charges concentrées

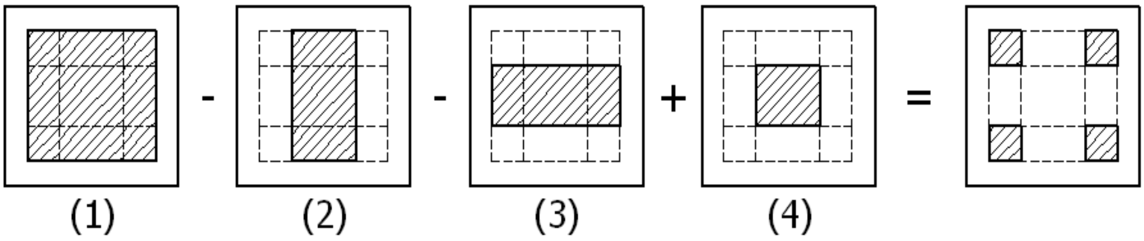


Figure III.7 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.

a) Distances des rectangles

1) Rectangle (1)

$\begin{cases} U = 170\ cm \\ V = 133\ cm \end{cases}$

2) Rectangle (2)

$\begin{cases} U = 120\ cm \\ V = 83\ cm \end{cases}$

3) Rectangle (3)

$\begin{cases} U = 170\ cm \\ V = 83\ cm \end{cases}$

4) Rectangle (4)

$\begin{cases} U = 120\ cm \\ V = 83\ cm \end{cases}$

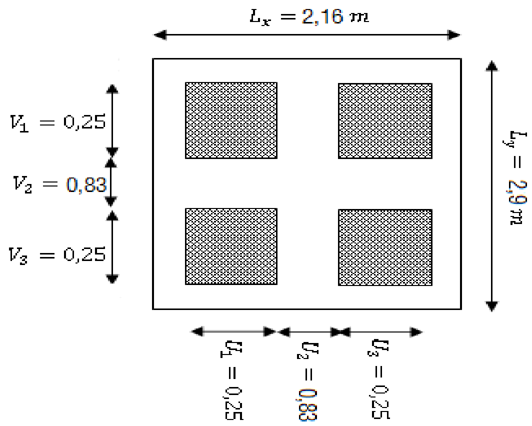


Figure III.8 : Dessin montrant La concentration des charges

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 :

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{6989{,}09}{0{,}25^2} = 111825{,}44\ kg / m^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 2{,}9\ m\ \ et\ L_y = 2{,}16\ m$.

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	0,58	0,62	0,097	0,049	2,26	252725,49	24514,37	12383,55
2	0,41	0,62	0,115	0,054	1,60	178920,70	20575,88	9661,72
3	0,58	0,38	0,108	0,068	1,41	157673,87	17028,78	10721,82
4	0,41	0,38	0,151	0,076	0,99	110707,19	16716,79	8413,75

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

c) Les moments dus aux charges concentrées

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 3626{,}5\ kg.m$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 413{,}76\ kg.m$$

d) Moments dus aux charges réparties (poids propre)

d.1) Chargement :

$L_x = 2{,}16\ m\ et\ L_y = 2{,}9\ m\ et\ h_0 = 15\ cm$

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 :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2{,}16}{2{,}9} = 0{,}74$$

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

$\alpha = 0{,}74 \rightarrow \mu_x = 0{,}0633 et\ \mu_y = 0{,}4938$

Donc : $M_{x2} = 193{,}81\ kg.m\ et\ M_{y2} = 95{,}70\ kg.m$

d.3) Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 941{,}8 + 193{,}81 = 1135{,}61\ \ kg\ /\ m$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 120{,}33 + 95{,}70 = 216{,}04\ kg\ /\ m$$

Les moments retenus sont :

En travée :

$M_{tx} = 0{,}75M_{0x} = 851{,}71\ kg\ /\ m$

$M_{ty} = 0{,}75M_{0y} = 121{,}52kg\ /\ m$

Sur appuis :

$M_{ax} = M_{ay} = 0{,}50M_{0x} = 567{,}81\ kg\ /\ m$

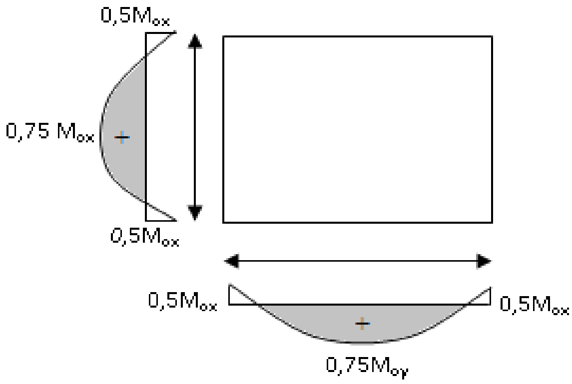


Figure III.9 : Moments de la dalle.

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 ; μ_1 = 0,392

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

a) En travée

- Sens L_x :

Le moment ultime :

$M_{tx} = 851{,}71\ kg\ /\ m = 5816{,}6\ N.m$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8517{,}1}{100 \times 13{,}5^2 \times 14{,}2} = 0{,}032 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0{,}984$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8517{,}1}{0{,}984 \times 13{,}5 \times 348} = 1{,}84\ cm^2\ /\ ml$$

- Sens L_y:

Le moment ultime :

$M_{ty} = 121{,}52kg\ /\ m = 1215{,}2\ N.m$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1215{,}2}{100 \times 13{,}5^2 \times 14{,}2} = 0{,}004 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0{,}998$ La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1215{,}2}{0{,}998 \times 13{,}5 \times 348} = 0{,}26\ cm^2\ /\ ml$$

b) Sur appuis

Le moment ultime :

$M_{ax} = M_{ay} = 567{,}81\ kg\ /\ m = 5678{,}1\ \ N.m$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{5678{,}1}{100 \times 13{,}5^2 \times 14{,}2} = 0{,}022 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0{,}989$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5678{,}1}{0{,}989 \times 13{,}5 \times 348} = 1{,}22\ cm^2\ /\ ml$$

c) Section minimale des armatures

Puisque $h_0 = 15\ cm\ (12\ cm \leq h_0 \leq 30\ cm)$ et $\alpha = 0{,}74$, on peut appliquer la formule suivante :

- Sens L_y :

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

$$\begin{cases} A_{ty} = 0{,}26 cm^2\ /\ ml < A_{y\ min} = 1{,}2\ cm^2\ /\ ml \Rightarrow on\ prend :\ A_{ty} = A_{y\ min} = 1{,}2\ cm^2\ /\ ml \\ A_{ay} = 0{,}12\ cm^2\ /\ ml < A_{y\ min} = 1{,}2\ cm^2\ /\ ml \Rightarrow on\ prend :\ A_{ay} = A_{y\ min} = 1{,}2\ cm^2\ /\ ml \end{cases}$$

- Sens L_x :

$$A_{x\ min} = A_{y\ min}\left(\frac{3-\alpha}{2}\right) = 1{,}2\left(\frac{3-0{,}74}{2}\right) = 1{,}36\ cm^2\ /\ ml$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 1{,}84 cm^2\ /\ ml \leq A_{x\ min} = 1{,}36\ cm^2\ /\ ml \Rightarrow on\ prend : A_{tX} = A_{X\ min} = 1{,}36 cm^2\ /\ ml \\ A_{ax} = 0{,}12\ cm^2\ /\ ml < A_{x\ min} = 1{,}36\ cm^2\ /\ ml \Rightarrow on\ prend : A_{aX} = A_{X\ min} = 1{,}36\ cm^2\ /\ ml \end{cases}$$

d) Choix des aciers :

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

En travée :

- Sens L_x :

$$\begin{cases} A_{tX} = 1{,}36\ cm^2\ /\ ml \\ S_{tx} \leq min(3h_0\ ; 33\ cm) \\ S_{tx} \leq 33\ cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10\ p.m = 3{,}14\ cm^2\ /\ ml \\ S_{tx} = 25\ cm \end{cases}$$

- 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) :

$$\begin{cases} A_a = 1{,}36\ cm^2\ /\ ml \\ S_{ty} \leq 33\ cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10\ p.m = 3{,}14\ cm^2\ /\ ml \\ S_t = 25\ cm \end{cases}$$

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 :

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

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

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

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

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

- On calcule $V_x\ et\ V_y$:

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

$$V_x = 656{,}25 \times \frac{2{,}16}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0{,}74}{2}} = 517{,}33N = 0{,}517kN$$

$$V_y = 656{,}25 \times \frac{2{,}6}{3} = 656{,}25\ N = 0{,}656kN$$

$V_y < V_x$

- On calcul $V_v\ et\ V_u$:

$$V_v = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{6989{,}09}{(2 \times 0{,}25) + 0{,}25} = 93{,}18\ kN$$

$$V_u = \frac{q_u}{3u} = \frac{6989{,}09}{3 \times 0{,}25} = 93{,}18\ kN$$

$V_v = V_u\ parce\ que\ u = v$

Donc :

$V_{u\,tot} = V_x + V_v = 5{,}17 + 93{,}18 = 93{,}35\ kN \,; Sens\ L_x$

$V_{u\,tot} = V_y + V_u = 6{,}56 + 93{,}18 = 99{,}74\ kN \,; Sens\ L_y$

Et : $V_{u\,tot} = max(V_{u\,tot\,x} \,; V_{u\,tot\,y}) = 99{,}74\ kN$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{u\,tot}}{b \times d} = \frac{99{,}74 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0{,}74\ MPa$$

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

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

$\tau_u = 0{,}079\,MPa < \overline{\tau_u} = 1{,}63\,MPa$; *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

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

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

$$P_{a\,ser} = (G + Q)\frac{1}{4} = (4427{,}1 + 675)\frac{1}{4} = 1275{,}53\,kg$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a\,ser}}{u \times v} = \frac{1275{,}53}{0{,}25^2} = 20408{,}48\,kg / m^2$$

$$P'_{ser} = 20408{,}48 \times S'$$

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

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface [m²]	P'ser [kg/m²]	M_{0x} [kg.m]	M_{0y} [kg.m]
1	0,73	0,75	0,58	0,62	2,26	46123,16	4925,95	3154,82
2	0,50	0,75	0,41	0,62	1,59	32571,93	4097,55	2508,03
3	0,73	0,54	0,58	0,38	1,41	28796,37	3501,64	2580,15
4	0,50	0,54	0,41	0,38	0,99	20326,85	3378,32	3154,82

Tableau III.4 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S).

b) Les moments dus aux charges concentrées

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 705{,}08\,kg.m$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 225{,}34 kg.m$$

c) Moments dus aux charges réparties (poids propre)

c.1) Chargement

$L_x = 2{,}20\,m$ et $L_y = 2{,}40\,m$ 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)

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,16}{2,9} = 0,74$$

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

$\alpha = 0,74 \Rightarrow \mu_x = 0,0696 \; et \; \mu_y = 0,6315$; *Tirée de l'abaques de Pigeaud*

Donc : $M_{0xr} = 154,24 \; kg.m \; et \; M_{0yr} = 97,41 \; kg.m$

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

$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 859,32 \; kg / m$

$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 322,75 \; kg / m$

Les moments retenus sont

- En travée :

$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 644,49 \; kg / m$

$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 242,06 \; kg / m$

- Sur appuis :

$M_{ax} = M_{ay} = 0,50 M_{0x} = 429,66 kg / m$

III.3.7 Vérification des contraintes dans le béton

- Suivant L_x :

a) En travée :

$M_{tx} = 6444,9 \; N / m$; $A_{tX} = 3,93 \; cm^2 / ml$; $A' = 0$; $\eta = 15$; $d = 13,5 \; cm$

a.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 58,95y - 795,825 = 0 \rightarrow y = 3,44 \; cm$$

a.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 3,44^3}{3} + (15 \times 3,93 \times (13,5 - 3,44)^2) = 7322,87 cm^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6444,9}{7322,87} \times 3,44 = 3,03 \; MPa$$

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

$\sigma_{bc} = 3,03 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \; MPa$; Condition vérifiée

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

b) Sur appuis :

$M_a = 4296{,}6 \ \ N / \mathrm{m}$; $A_a = 3{,}93 cm^2 / ml$; $A' = 0$

b.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 58{,}95y - 795{,}825 = 0 \rightarrow y = 3{,}44 \ cm$$

b.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3{,}44^3}{3} + (15 \times 3{,}93 \times (13{,}5 - 3{,}44)^2) = 7322{,}87 cm^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4296{,}6}{7322{,}87} \times 3{,}44 = 2{,}02 \ MPa$$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\mathrm{f}_{c28} = 15 \ MPa$

$\sigma_{bc} = 2{,}02 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \ MPa$; Condition vérifiée

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

- Suivant L_y :

a) En travée :

$M_{ty} = 2420{,}63 \ N / m$; $A_{ty} = 3{,}14 \ cm^2 / ml$; $A' = 0$; $\eta = 15$; $d = 13{,}5 \ cm$

a.1) Position de l'axe neutre :

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

a.2) Moment d'inertie :

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

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2420{,}63}{6087{,}13} \times 3{,}13 = 1{,}24 \ MPa$$

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

$\sigma_{bc} = 1{,}24 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \ MPa$; Condition vérifiée

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

III.3.8 Disposition du ferraillage

a) Arrêt des barres :

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

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

$L_s = 40\Phi = 40 \times 1 = 40 \ cm.$

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 :

$$L_1 = max\left(L_s\,;\,\frac{1}{4}\left(0{,}3+\frac{M_a}{M_{0x}}\right)L_x\right) = max(40\,cm\,;44\,cm) = 44\,cm$$

$$L_2 = max\left(L_s\,;\,\frac{L_1}{2}\right) = max(40\,cm\,;22\,cm) = 40\,cm$$

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 :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{216}{10} = 21{,}6cm$$

e) Armatures finales :

- Suivant L_x :

$A_t = 3{,}93\ cm^2\,/\,ml$ Soit $5T10\ p.m\ avec\ S_t = 20\ cm$

$A_a = 3{,}93\ cm^2\,/\,ml$ Soit $5T10\ p.m\ avec\ S_t = 20\ cm$

- Suivant L_y :

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

$A_a = 3{,}93\ cm^2\,/\,ml$ Soit $5T10\ p.m\ avec\ S_t = 20\ cm$

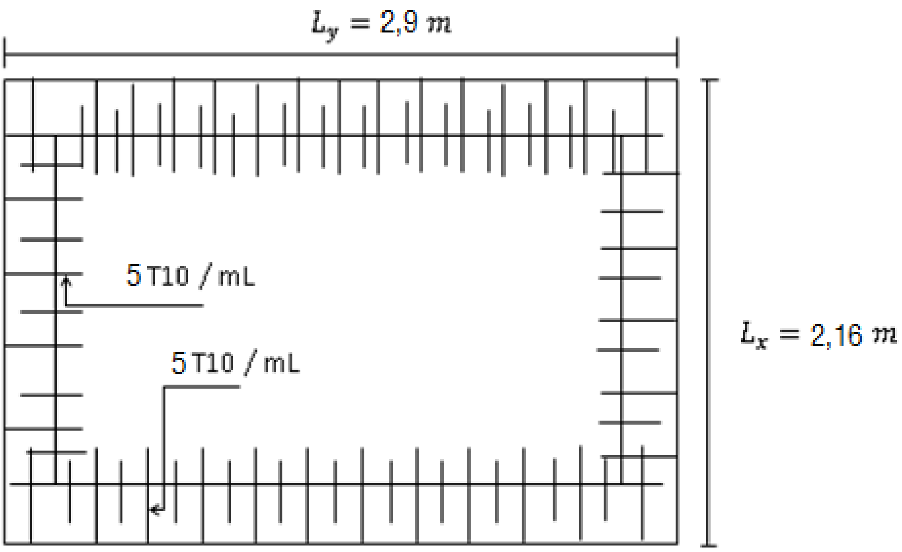


Figure III.10: Ferraillage supérieur de la dalle de l'ascenseur.

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 : $S_t = 20\ cm$.

III.4.LES ESCALIER

III.4.1 Introduction

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

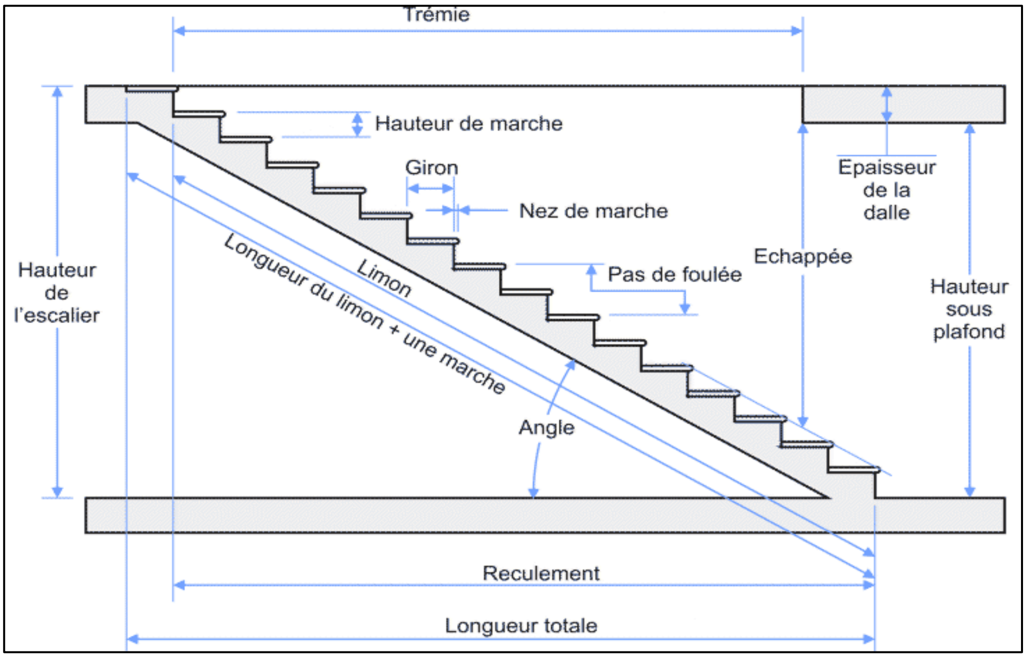


Figure III. 10: Coupe descriptive d'un escalier.

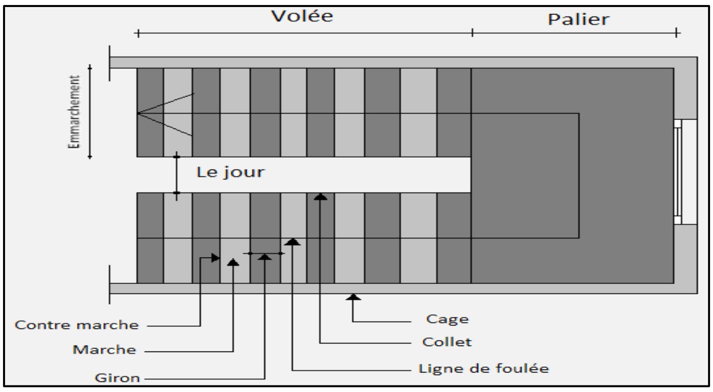


Figure III. 11: Terminologie de l'escalier à deux volées.

III.4.2 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 :

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

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.4.3 Etude d'un escalier à deux volées

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

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

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

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

$$h = \frac{153}{9} = 17\ cm\ et\ g = \frac{240}{9} = 30\ cm$$

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 paillasse (e_v) :

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

$9.19 \leq e_v \leq 13.79$

$\boldsymbol{e_v = 12\ cm}$

c) Epaisseur du palier (e_p):

$$e_p = \frac{e_v}{cos\,\alpha} = \frac{12}{0{,}87} = 13.79\ cm \qquad \boldsymbol{e_p = 15\ cm}$$

III.4.4 Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :

a) Paillasse:

Désignation	Poids $\frac{KN}{m^2}$
1. Revêtement en carrelage horizontal (2cm)	0,44
2. Mortier de ciment horizontal (2cm)	0,40
3. Revêtement en carrelage vertical C_{HX}h/g	0,25
4. Mortier de ciment vertical :M_H.h /g	0,23
5. Poids propre de la paillasse $ev \times 25/\cos\alpha$	3,45
6. Poids propre des marches 22.h/2	1,87
7. Enduit en plâtre (0,2)	0,23
8. Lit de sable(2cm)	0,36
9. Gard –corps	0,10
	$\sum$ G = 7,33

Tableau III.5 : Evaluation des charges et surcharges (paillasse)

Surcharge Q = 2,50 KN /m^2

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

Q_U = (1,35.G +1,50.Q) x1 = 13 ,65kN/ml

Q_S = (G+Q) x1 = 9,83KN/ml

b) Palier :

Désignation	Poids KN/m^2
1. Poids propre du palier epx25	3, 75
2. Carrelage (2cm)	1,36
3. Enduit en plâtre (2cm)	0,23
4. Lite de sable (2cm)	0,34
5. Mortier de pose	0,4
	G=5,16

Tableau III.6 : Evaluation des charges et surcharges (palier)

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

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

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

III.4.5 Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U

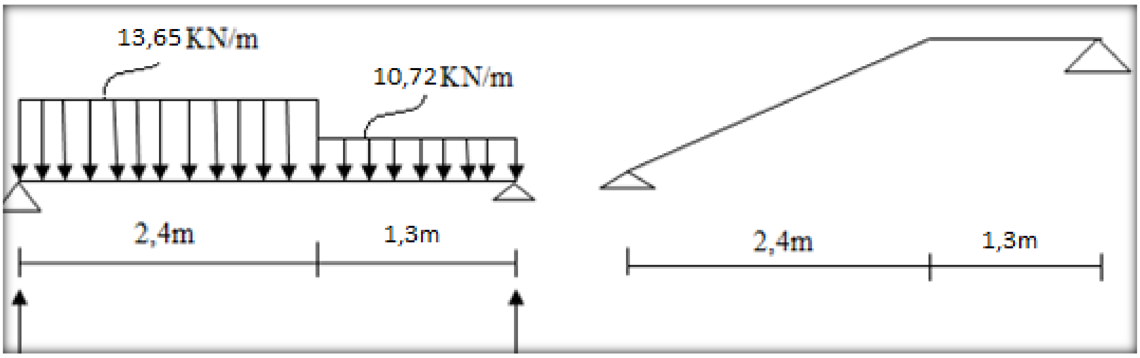


Figure III. 12 : Schéma statique d'une volée + paliers.

III .4.5.1 Calcul des sollicitations

On applique la méthode RDM

$\sum Fx = 0 \Rightarrow R_a + R_b - q_2 \times 1.3 - q_1 \times 2.4 = 0$

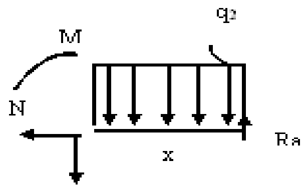
$\Rightarrow R_a + R_b = 13.34 \times 2.4 + 10.62 \times 1.3$

$\Rightarrow R_a + R_b = 46{,}69\ KN / m^2$

$\sum M_B = 0 \Rightarrow R_a \times 3.7 = q_1 \times 2.4 \times 2.5 + q_2 1.3 \times 1{,}3/ 2$

$R_a = 24{,}58KN$; $R_b = 22{,}11KN$

Section 1-1: (0<x<2,4)



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

$\Rightarrow Tx = 24{,}58 - 13.65x$

$\Rightarrow T(0) = 0 \Rightarrow x = 1{,}8$

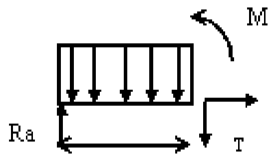
$\sum M_0 = 0 \Rightarrow R_a x - qx^2/2$

$\Rightarrow Mx = 24{,}58x - 13{,}65x^2/2$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = 24{,}58\ KN \\ x = 2{,}4 \Rightarrow T(2.4) = -8{,}18\ KN \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2{,}4) = 15{,}6KN.m \end{cases}$$

Section2-2: (0<x<1,3)



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

$\Rightarrow Tx = -22{,}11 + 10.72\ x$

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

$\Rightarrow Mx = 22{,}11x - 10{,}72X^2/2$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow \mathrm{T}(0) = -22{,}11\ KN \\ x = 1{,}43 \Rightarrow T(1.3) = -8{,}17\ KN \end{cases}$$

$$\Rightarrow M \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1{,}3) = 19{,}68\ KN.m \end{cases}$$

$Mmax =$ $22{,}13KN.m$

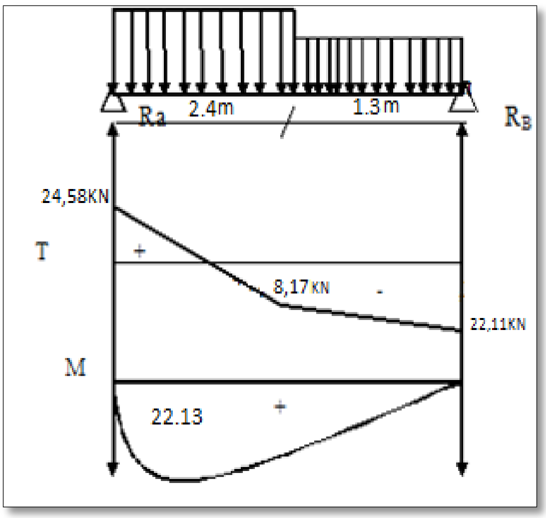


Figure III. 13: Diagramme des moments fléchissant et effort tranchants de L'escalier.

Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U

a) Moment en travée

$Mt = 0{,}85\ M0 \Rightarrow Mt = 0.85\ x\ 22{,}13 = 18{,}81 KN.m$

b) Moment en appuis

$Ma = 0{,}4\ M0 \Rightarrow Ma = 0{,}4\ x\ 22{,}13 = 8{,}85\ KN.m$

III.4.6 Ferraillage de l'escalier

a) En Travée

$Mt = 18{,}81\ KN.m$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{18{,}81 \times 10^3}{100 \times 10{,}8^2 \times 14{,}2} = 0{,}114 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

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

La section d'acier

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18{,}81 \times 10^3}{0{,}939 \times 10{,}8 \times 348} = 5{,}33\ cm^2\ /\ ml$$

On adopte 7 T12 avec : $A_{adm} = 7{,}92\ cm^2\ /\ mletS_t = 14\ cm$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1{,}98\ cm^2\ /\ ml$$

On adopte 4T12 avec : $A_{adm} = 4{,}52\ cm^2\ /\ ml$,St=25 cm.

b) Sur appuis

Le moment ultime :

$M_a = 8{,}85.m\ ;\ h = 15\ cm\ ; d = 0{,}9h = 3{,}5\ cm\ ; b = 1\ m$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8{,}85 \times 10^3}{100 \times 13{,}5^2 \times 14{,}2} = 0{,}034 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0{,}983$.

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8{,}85 \times 10^3}{0{,}983 \times 13{,}5 \times 348} = 1{,}92\ cm^2\ /\ ml$$

On adopte5T12 avec : $A_{adm} = 5{,}65\ cm^2\ /\ ml$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1{,}41\ cm^2\ /\ ml$$

On adopte5T10 avec : $A_{adm} = 2{,}51 cm^2\ /\ ml$, St=20 cm.

III.4.7 vérifications

a) Condition de non fragilité

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

$$A_s = 1,92\ cm^2\ /\ ml > A_{min} = 1,52\ cm^2\ /\ ml\ ; Condionvérifiée.$$

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

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{24,58 \times 10}{100 \times 10,8} = 0,23\ MPa$$

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

$$\tau_u = 0,23\ MPa < \overline{\tau_u} = 3,25\ MPa\ ; Conditionvérifiée.$$

c) Vérification au niveau des appuis

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e}\left(T + \frac{M_a}{0,9d}\right) = \frac{1,15}{400}\left((24,58 \times 10^{-3}) + \frac{8,85 \times 10^{-3}}{0,9 \times 13,5 \times 10^{-2}}\right) = 2,75\ cm^2$$

$$A_{adm} = 7,92 cm^2 > A_{min} = 2,75 cm^2\ ; \qquad Conditionvérifiée$$

III.4.7.1 Les vérifications des contraintes à l'E.L.S

$M_{0Ser} = 15,92\ kN.\mathrm{m}\ ; Ontenue\ par\ RDM$

$M_{t\ ser} = 0,85 \times M_{0ser} = 13,53\ kN.m$

$M_{aser} = 0,4 \times M_{tmax} = 6,37\ kN.m$

- **En travée :**

$A_s = 7,92\ cm^2\ /\ ml$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_S(d-y) = 50y^2 + 118,8y - 1283,04 = 0 \rightarrow y = 4,02\ cm$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4,02^3}{3} + (15 \times 6,78)(10,8 - 4,02)^2 = 6840,48\ cm^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{13,53 \times 10^3}{6840,48} \times 4,02 = 7,95\ MPa$$

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

$\sigma_b = 7,95 < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$;…………….. Condition vérifiée.

- **Sur appuis :**

$A_s = 5,65\ cm^2\ /\ ml$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_S(d-y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 84{,}75y - 1144{,}13 = 0 \rightarrow y = 4{,}01\ cm$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = 9781{,}96cm4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6{,}37 \times 10^3}{9781{,}96} \times 4{,}01 = 2{,}61\ MPa$$

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

$\sigma_b = 2{,}61Mpa < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$; Condition vérifiée

Vérification de la flèche :

On doit vérifier 2 conditions :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{15}{3{,}7} = 0{,}041 > 0{,}0625\ ; Condition\ vérifiée\ ;$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{4{,}2}{f_e} \Rightarrow 0{,}0059 > 0{,}0105\ ; Condition\ vérifiée.$$

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

Condition	Vérification	
$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30}$	0,041>0,0625	Condition vérifiée
$A_s/b.d \geq 4{,}2/f_e$	0,0059>0,0105	Condition vérifiée

Tableau III.7: vérification de La flèche

III.4.8 Etude de la poutre palière

III.4.8.1 Dimensionnement

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{290}{15} \leq h \leq \frac{290}{10} \Rightarrow 19{,}33cm \leq h \leq 29cm$$

On prend : $h = 30\ cm$; $d = 0{,}9h = 27cm$

$$0{,}3d \leq b \leq 0{,}4d \Rightarrow 8{,}1\ cm \leq b \leq 10{,}8\ cm$$

On prend : $b = 30\ cm$

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

$h = 30\ cm \geq 30\ cm$; $Condition\ vérifiée$;

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

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

III.4.8.2 Charges supportées par la poutre

Poids propre de la poutre : $G_p = 0{,}30 \times 0{,}30 \times 25 = 2{,}25kN/m$

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 : $R_b = 22{,}11kN/m$

$Q_u = \big(1{,}35 \times (2{,}25 + 2{,}1 + 22{,}11)\big) = 35{,}72\ kN/m$

$Q_{ser} = (2{,}25 + 2{,}1) + 15{,}86 = 20{,}21kN/m$

III.4.8.3 Calcul des sollicitations à l'E.L.U

$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = 37{,}55\ kN.m$

$M_t = 0{,}85M_0 = 32\ kN.m$

$M_a = 0{,}40M_0 = 15{,}02\ kN.m$

III.4.8.4 Calcul du ferraillage à l'E.L.U

En travée :

Le moment ultime :

$M_t = 35\ kN.m$

Le moment réduit μ_u :

$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{32 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14{,}2} = 0{,}030 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$

On a : $\beta = 0{,}985$

La section d'acier :

$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{32 \times 10^3}{0{,}985 \times 27 \times 348} = 3{,}46cm^2\ /\ ml$

On prend comme choix 3T14avec : $A_{adm} = 4{,}62\ cm^2\ /\ ml$

- **Sur appuis :**

Le moment ultime :

$M_a = 15{,}02\ kN.m$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{15{,}02 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14{,}2} = 0{,}014 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

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

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15{,}02 \times 10^3}{0{,}993 \times 27 \times 348} = 1{,}61cm^2 / ml$$

On prend comme choix 3T12 avec : $A_{adm} = 3{,}93\ cm^2 / ml$

III.4.8.5 Les vérifications

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23 \times 100 \times 27 \times 2{,}1}{400} = 3{,}26cm^2$$

$A_{s\,t} = 4{,}62\ cm^2 / ml > A_{min} = 3{,}26\ cm^2 / ml\ ; Condion\ vérifiée.$

$A_{s\,a} = 3{,}93\ cm^2 / ml > A_{min} = 3{,}26\ cm^2 / ml\ ; Condion\ vérifiée.$

III.4.8.6 Les vérifications des contraintes à l'E.L.S

$Q_{ser} = 20{,}21kN/m$

$M_{ser} = 21{,}25\ kN.m$

$M_{t\,ser} = 0{,}85 \times M_{ser} = 18{,}06kN.m$

$M_{a\,ser} = 0{,}4 \times M_{ser} = 8{,}5\ kN.m$

- **En travée :**

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

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_S(d-y) = 50y^2 + 69{,}3y - 1871{,}1 = 0 \rightarrow y = 5{,}46cm$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{30 \times 5{,}46^3}{3} + (15 \times 4{,}62)(27 - 5{,}46)^2 = 33772{,}02\ cm^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{21{,}25 \times 10^3}{33772{,}02} \times 5{,}46 = 3{,}44\ MPa$$

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

$\sigma_b = 3{,}44 < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$; Condition vérifiée.

- **Sur appuis :**

$A_s = 3{,}93\ cm^2\ /\ ml$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_S(d-y) = 50y^2 + 50{,}85y - 1591{,}65 = 0 \ \rightarrow y = 5{,}16\ cm$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 3{,}93^{\ 3}}{3} + (15 \times 3{,}93)(27 - 5{,}16\ )^2 = 28725{,}29\ cm^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8{,}5 \times 10^3}{28725{,}29} \times 5{,}16 = 1{,}52\ MPa$$

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

$\sigma_b = 1{,}52 < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$; Condition vérifiée

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

$$T_u = \frac{Ql}{2} = \frac{35{,}72 \times 2{,}9}{2} = 51{,}79\ kN$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \times 10 = \frac{51{,}79 \times 10^{-3}}{0{,}3 \times 0{,}27} = 0{,}64 MPa$$

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

$\tau_u = 0{,}64\ MPa < \overline{\tau_u} = 3{,}25\ MPa\ ; Condition\ vérifiée.$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

III.4.8.7 Ferraillage des armatures transversales

a) Détermination du diamètre des armatures transversal :

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

b) L'espacement :

$S_t \leq min\{0{,}9d\ ; 40\ cm\} = min\{24{,}3\ cm\ ; 40\ cm\}$

D'après le R.P.A 99/2003 :

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

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

c) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{\mathrm{A_t \times f_e}}{\mathrm{S_t \times b_0}} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2}\ ; 0{,}4\ \mathrm{MPa}\right\} = \max\{0{,}26\ ; 0{,}4\} = 0{,}4\ \mathrm{MPa}$$

c) Calcul de la flèche :

On doit vérifier ces conditions

$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{290} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0{,}103 > 0{,}0625$; *Condition vérifiée*

$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t\,ser}}{10 \times M_{0\,ser}} \Rightarrow \frac{30}{290} > \frac{18{,}06}{10 \times 21{,}25} \Rightarrow 0{,}103 > 0{,}085$; *Condition vérifiée* ;

$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4{,}2 f_e \Rightarrow \frac{4{,}62}{30 \times 27} \leq 4{,}2 \times 400 \Rightarrow 0{,}0057 < 1680$; *Condition vérifiée*.

Donc il est inutile de calculer la flèche.

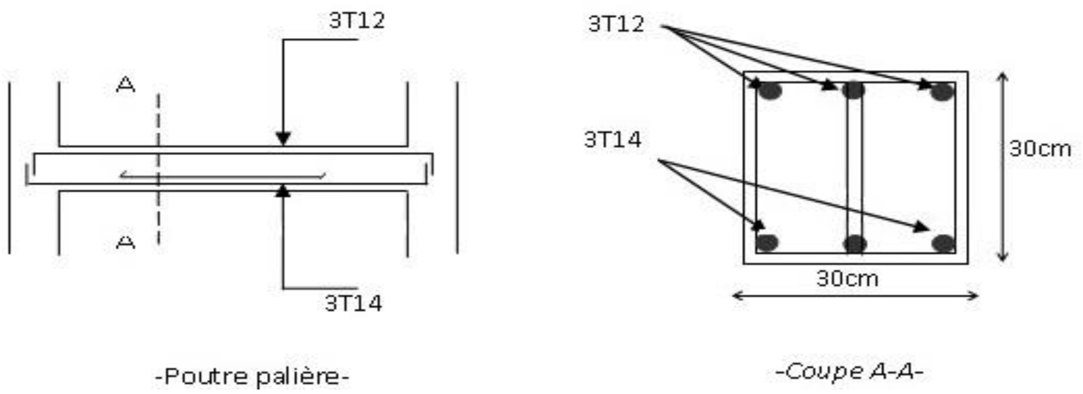


Figure III. 14: Ferraillage de la poutre palière.