

IV.1-L'acrotère :

1.1-Définition :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre et à une charge qui la main courante. Le calcul se fait en la flexion composée.

1.2-Charges sollicitant l'acrotère :

1.2.1-Charge permanente et charge d'exploitation :

a- Charge permanente :

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

$$G = 25[(0,6 \times 0,10) + (0,08 \times 0,1) + 0,5(0,02 \times 0,1)] \times 1$$

$$G = 1,72 \text{ kN/m}$$

b- Charge d'exploitation :

On prend en considération l'effet de la main courante

$$Q = 1 \times 1 = 1 \text{ kN/ml}$$

1.2.2-Charge aux états limites :

a-E.L.U :

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

$$N_U = 1,35 G = 1,35 \times 1,72 = 2,32 \text{ KN/m}$$

$$M_U = 1,5 Q h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ kN.m}$$

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

b- E.L.S :

$$N_S = G = 1,72 \text{ KN}$$

$$M_S = Q h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN.m}$$

$$T_U = Q = 1 \text{ kN}$$

1.3- Enrobage :

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

1.4- Excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,9}{2,32} = 0,39 \text{ m}$$

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

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

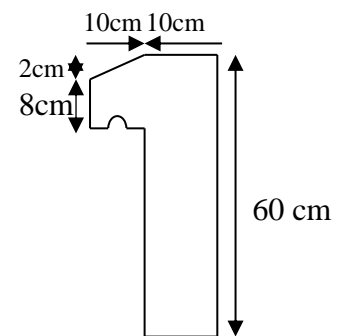


Figure IV. 1 : Acrotère

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

1.5- Calcul du ferrailage (E.L.U.) :

1.5.1- Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

$$M_u = N_U \left[e + \frac{h}{2} - c \right] = 2,32 \left[0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 0,97 \text{ kN.m}$$

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

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,32) - 0,97 = -0,81 \text{ kN.m}$$

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

$$= ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02))14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1$$

$$= 24,79 \text{ kN.m}$$

$-0,80 < 24,79 \text{ kN.m}$; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$.

1.5.2-Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$M_U = 0,97 \text{ KN.m}$$

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

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\delta_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668. \text{ avec: } 1000\delta_{sl} = \frac{f_e}{E \cdot \delta_s} = \frac{400}{2,10^5 \times 1,15} = 1,74$$

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

Pas d'armatures de compression.

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

1.5.3-Calcul de la section d'armatures en :

a-Flexion simple :

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

b-Flexion composée :

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,31 - \frac{2,32 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

1.5.4-Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:

a- Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1,72 \text{ kN/ml}$$

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

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,72} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

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

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 4,05}{35 - 1,665} \times 0,23$$

$$= 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte $4\Phi 6$ p.m.; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

b- Les armature de répartitions :

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

On adopte : $A_r = 0,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : $2\Phi 6$ p.m.

1.6-Les vérifications :

1.6.1- Vérification des contraintes (E.L.S.) :

Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,72 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,65 \text{ kN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow \frac{100}{2}y^2 + 16,95y - 152,55 = 0 \rightarrow y = 1,58 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

1.6.2-Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

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

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

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

1.6.3- 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 :

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

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

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

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

1.6.4-Contrainte de cisaillement :

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

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

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

1.6.5-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 = 0,10

C_p : Facteur de force horizontale C_p = 0,8

W_p : Poids propre de l'acrotère W_p = 1,72 kN

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,10 \times 1,72 = 0,55 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN} ; \text{ Condition vérifiée}$$

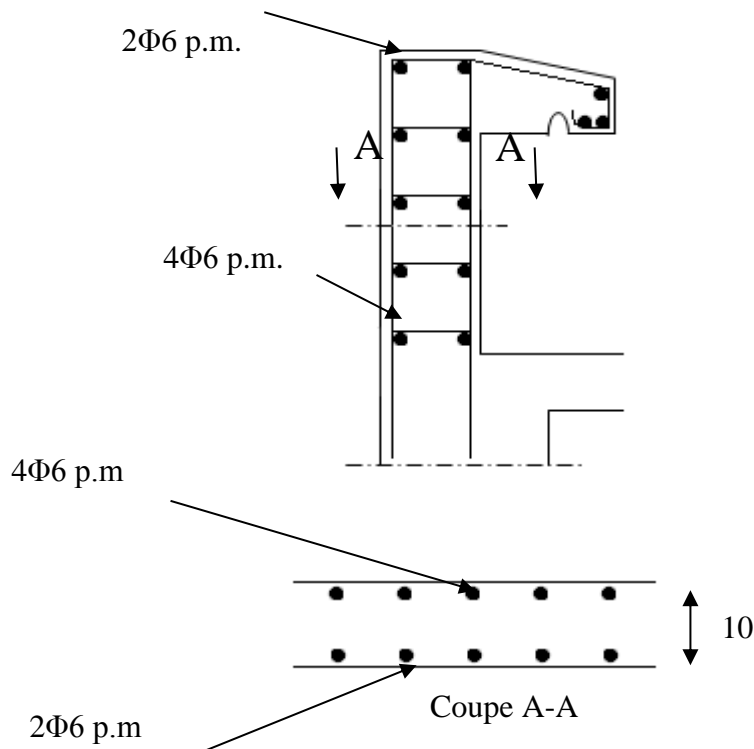


Figure IV.2: Ferrailage de l'acrotère.

IV.2-Balcons :

Une installation est dite en balcon lorsqu'un élément est soutenu par une partie qui est elle-même au-dessus du vide, c'est-à-dire sans support immédiat en dessous de l'élément en « porte-à-faux ». Dans le langage courant, une installation en porte à faux évoque un risque de déséquilibre ou de rupture si elle est trop chargée, comme elle repose sur la solidité des supports qui la retiennent et que l'ensemble de l'installation n'est pas à l'aplomb de son point d'appui.

2.1-Type 1 :

2.1.1-Balcon étages courants :

1. a- Les charges et des sollicitations :

$$G = 5,25 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$$

*- Charge surfacique et linéaire :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,25) + (1,5 \times 3,5) = 12,34 \text{ kN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique}$$

$$Q_u = 12,34 \times 1 \text{ m} = 12,34 \text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire}$$

$$Q_{ser} = G + Q = 5,25 + 3,50 = 8,75 \text{ kN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique}$$

$$Q_{ser} = 8,75 \times 1 \text{ m} = 8,75 \text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire}$$

***- Poids propre du mur :**

Le porte à faux supporte la charge d'un mur en brique à double cloison de 3.23 m de hauteur..

$$P_{mur} = \delta \times b \times h \times 1 m = (9 \times 2) \times 0,1 \times 1,20 \times 1 m = 2,16 kN$$

$$D'où : P_{u mur} = 1,35P_{mur} = 1,35 \times 2,16 = 2,92 kN$$

***- Poids de l'enduit (intérieur et extérieur) :(couche de 1.5cm) :**

$$P_{enduit} = \delta \times b \times h \times 1 m = (0,15 + 0,27) \times 1,20 \times 1 m = 0,50 kN$$

$$D'où : P_{u enduit} = 1,35P_{enduit} = 1,35 \times 0,50 = 0,68 kN$$

***- Charges totales :**

$$P_u = P_{u mur} + P_{u enduit} = 2,92 + 0,68 = 3,60 kN$$

$$P_{ser} = P_{mur} + P_{enduit} = 2,16 + 0,50 = 2,66 kN$$

1. b-Calcul du moment max et de l'effort tranchant max :

$$M_{max} = -\frac{Q_u l^2}{2} - P_u l = -\left(\frac{12,34 \times 1,45^2}{2}\right) - (3,60 \times 1,45) = -18,19 kN.m$$

$$T_{max} = Q_u l + P_u = (12,34 \times 1,45) + 3,60 = 21,49 kN$$

1. c- Ferrailage :

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

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{18,19 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,070 < \mu_r = 0,392$$

Donc : A' n'existe pas et $\beta = 0,964$

$$A_{cal} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18,19 \times 10^3}{0,964 \times 13,50 \times 348} = 4,02 cm^2$$

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

$$A_r = \frac{A_{adpt}}{4} = 1,41 cm^2 \text{ et } A_{adpt} = 1,41 cm^2$$

On prend 5T8, l'espacement $S_t = 20 cm$

1. d- Vérifications :**d.a- Condition de non fragilité :**

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

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

d.b- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{21,49 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,16 MPa$$

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

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

1) $\tau_u = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

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

d.c- Contraintes d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{21,49 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 5 \times 3,77 \times 10^2} = 0,94 \text{ MPa}$$

Avec :

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

μ : Périmètre d'armatures tendues ;

$\mu = 3,77 \text{ cm}$; tirée du tableau

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

$\psi_s = 1 \rightarrow$ Pour les aciers lisses

$\psi_s = 1,5 \rightarrow$ Pour les aciers HA

$\tau_{se} = 0,94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

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

$$M_{ser} = -\frac{Q_{ser}l^2}{2} - P_{ser}l = -\frac{8,75 \times 1,45^2}{2} - (2,66 \times 1,45) = -13,06 \text{ kN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

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

Détermination du moment d'inertie :

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

d.d-Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{13,06 \times 10^3}{9781,97} \times 4,01 = 5,35 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_b = 5,35 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$; Condition Vérifiée

d.e-Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

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

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{13,06 \times 10^3}{9781,97} \times (13,50 - 4,01) = 190,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 190,05 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} ; \text{Condition Vérifiée.}$$

d.h- Vérification de la flèche :

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

Avec :

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

Détermination du centre de gravité :

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

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

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

Calcul du moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A (d - Y_1)^2 \\ &= \frac{100 \times 7,82^3}{3} + \frac{100 \times 7,18^3}{3} + (15 \times 5,65 \times (13,50 - 7,82)^2) = 31012,84 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,45^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 31012,84} \times \left[\frac{8,75 \times 1,45}{8} \times \frac{2,66}{3} \right] = 0,043 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{145}{250} = 0,58 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,043 \text{ cm} < F_{adm} = 0,58 \text{ cm} ; \text{Condition Vérifiée}$$

2.1.2-Porte à faux (Terrasse) :

Les mêmes procédures ont été faites pour ferrailer la porte à faux de la terrasse avec toutes les vérifications nécessaires et on a obtenue :

$$4T12 \text{ et } A_{adpt} = 4,52 \text{ cm}^2 \text{ et } S_t = 25 \text{ cm}$$

Armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,13 \text{ cm}^2. \text{ On prend } 4T8. A_{adp} = 1,13 \text{ cm}^2$$

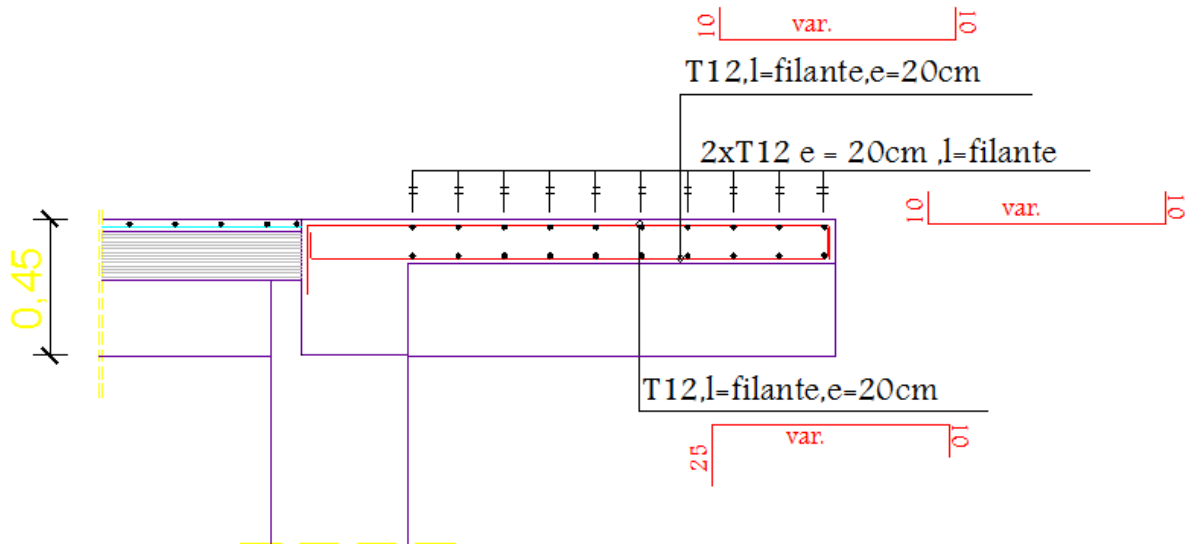


Figure IV. 3: Schéma de ferrailage du balcon

IV.3-Les escaliers :

3.1-Définition :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant. 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.

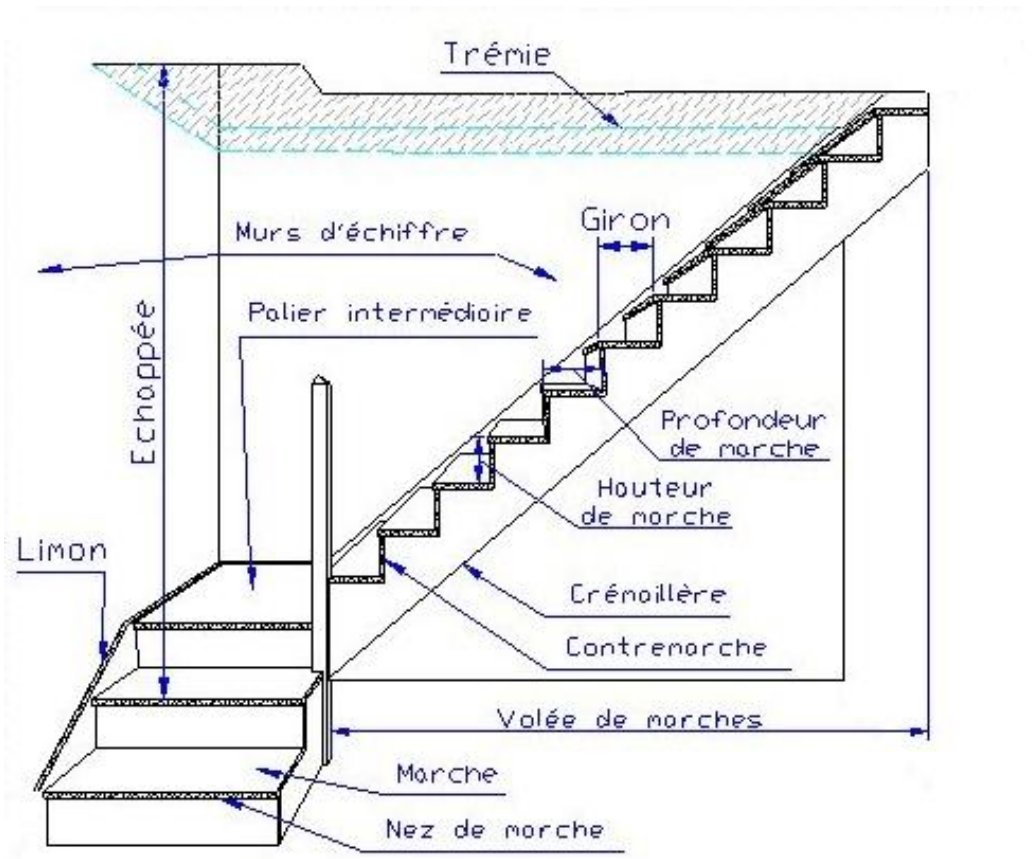


Figure IV. 2: Schéma descriptif d'un escalier(Terminologie)

Type 1 : escalier a 2 volées se trouve au niveau du R.D.C étage jusqu'au dernier étage

3.2-Type 1 :

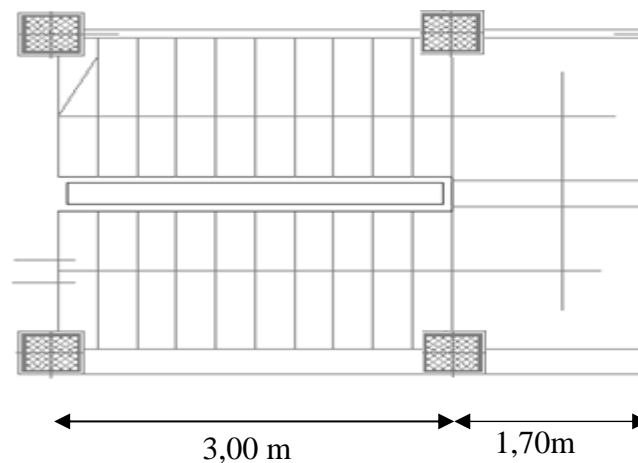


Figure IV. 3 :Vue en plan de l'escalier (type 1)

Pour arriver à faire le calcul d'un escalier il faut se baser sur les formules suivantes :

Formule de Blondel :

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

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

g : La largeur de la marche.

On prend : $2h + g = 66 \text{ cm}$ (usage publiques)

On a aussi c'est deux formules :

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

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

n : Le nombre de contre marche :

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

2.1-Dimensionnement des marches et contre marches :

$$He = 3,74 \text{ m et } H = \frac{He}{2} = 1,87 \text{ m}$$

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

Donc d'après Blondel on a :

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

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

Avec : $m = 64 \text{ cm}$, $H = 187 \text{ cm}$ et $L = 300 \text{ cm}$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 738n + 374 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 12$ (nombre de contre marche)

Donc : $n - 1 = 11$ (nombre de marche)

$$h = \frac{187}{12} = 15,58 \text{ cm} \rightarrow h = 17 \text{ cm. et } g = \frac{L}{n - 1} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

L'inégalité vérifiée, on a : 11 marches avec $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$.

L'angle d'inclinaison est : $\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,25^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$

2.1. a- Epaisseur de la volée (e_v) :

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{300}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{300}{20 \times 0,87} \rightarrow$$

$$11,49 \leq e_v \leq 17,65$$

$$e_v = 12 \text{ cm}$$

2.1. b- Epaisseur du palier (e_p):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{ cm}$$

$$e_p = 14 \text{ cm}$$

2.2-Descente de charges

2.2. a-Paillasse :

Tableau IV. 1 : Charges et surcharge du volée de l'escalier (type 1)

N=0	Désignation	Ep (m)	densité kN/m^3	poids kN/m^2
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical $R_h \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,23
5	Mortier de ciment vertical $e_p \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,23
6	Poids propre de la paillasse $e_v \times 25 / \cos \alpha$	0,12	25,00	3,45
7	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	22,00	1,87
8	Garde- corps	/	/	0,10
9	Enduit en plâtre $2 \times 0,1 / 0,87$	0,02	10,00	0,23
		G	7,27kN/m²	
		Q	2,5kN/m²	

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur : $\begin{cases} q_u = 13,56 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = 9,77 \text{ kN/m} \end{cases}$

2.2. b- Palier :

Tableau IV. 2 : charges et surcharge du palier de l'escalier (type1)

N=0	Désignation	ep (m)	Densité (kN/m ³)	Poids kN/m ²
1	Poids propre du palier $e_p \times 25$	0,14	25,00	3,50
2	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
4	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
5	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20
		G	4,86kN/m²	
		Q	2,5kN/m²	

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur : $\begin{cases} q_u = 10,31 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = 7,37 \text{ kN/m} \end{cases}$

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

$$\frac{q_{paillasse} - q_{palier}}{q_{palier}} = \frac{13,56 - 10,31}{10,31} = 0,31 > 10\%$$

On garde le schéma statique réel.

Les réactions d'appuis :

$$\sum F/X = 0 \Rightarrow H_B = 0$$

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 13,56 \times 3 + 10,31 \times 1,7 + 3,89$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 62,10 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 3.R_B - (13,56 \times 3 \times 1,5) - (10,31 \times 3,85) - 3,89 \times 4,70 = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 13,17 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow R_B = 48,92 \text{ kN}$$

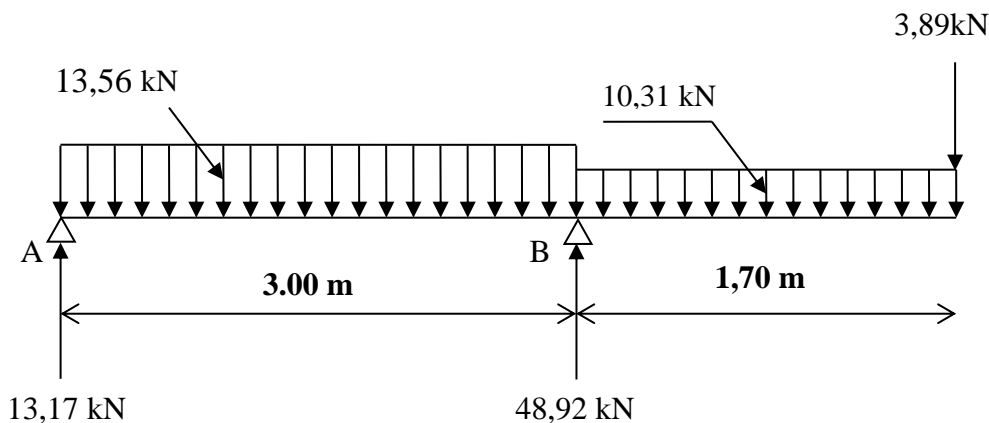


Figure IV. 6 : Schéma statique du volée (type 1)

2.3.a-Moment fléchissant max :

$0 \leq x \leq 3$:

$$M(x) = 13,17x - 6,78x^2$$

Position du moment max :

$$\frac{dM}{dx} = 13,17 - 13,56x \rightarrow x = 0,80 \text{ m}$$

2.3.b-Diagrammes M et T

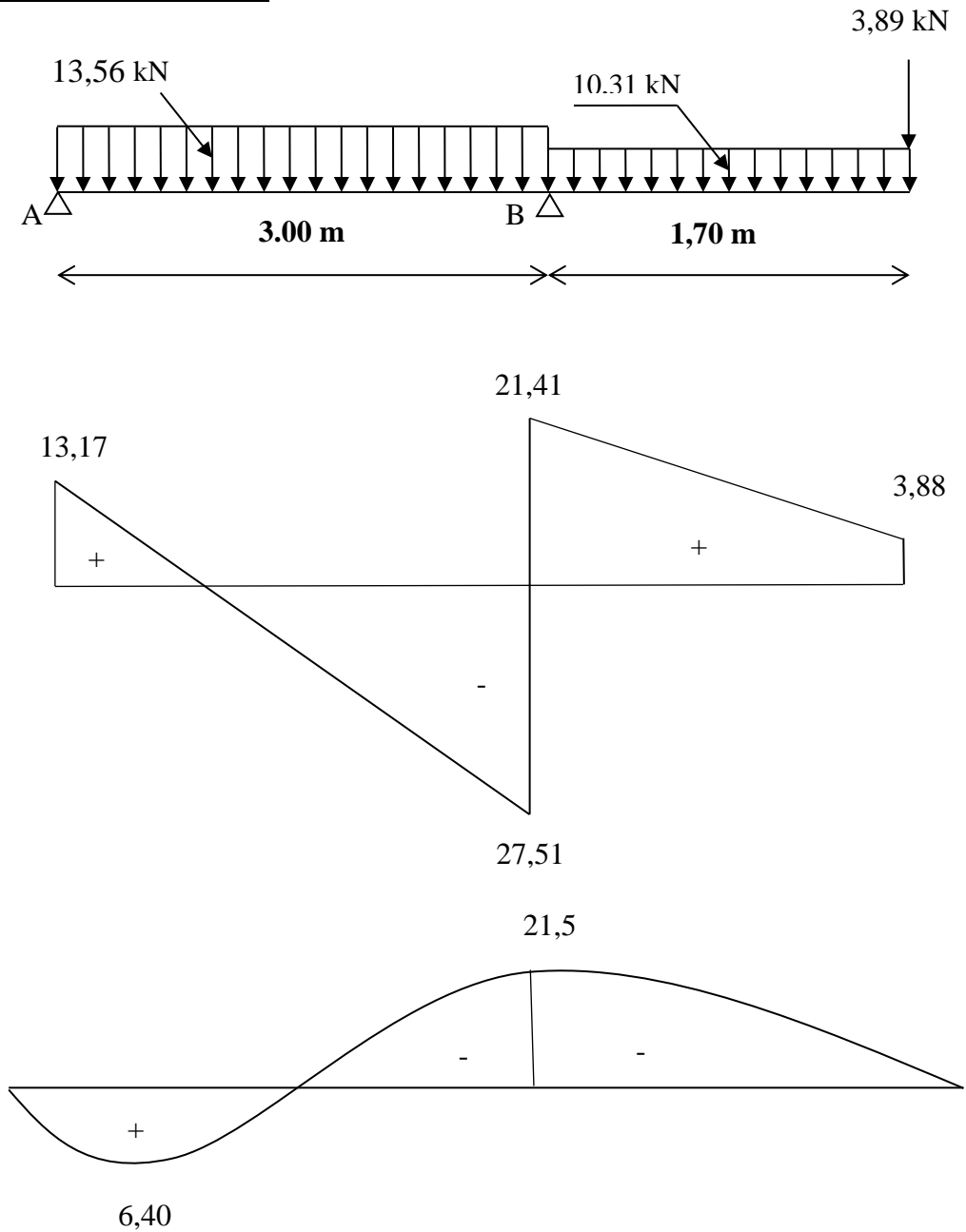


Figure IV.7 : Diagrammes Moments et efforts tranchant (M,T) de l'escalier (type 1)

2.3.c- Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U :

On a : $M_{max} = 21,51 \text{ kN.m}$

$M_t = 0,85 \times M_{max} = 18,28 \text{ kN.m}$

$M_a = 0,40 \times M_{max} = 8,60 \text{ kN.m}$

2.4- Ferraillage de l'escalier :

2.4.a- En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 18,28 \text{ kN.m} ; h = 12 \text{ cm} ; d = 0,9h = 10,8 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{18,28 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,11 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,995$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18,28 \times 10^3}{0,995 \times 10,8 \times 348} = 4,89 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **5T12** avec : $A_{adm} = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

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

On adopte **4T10** avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

2.4.b- Sur appuis :

$$M_a = 8,60 \text{ kN.m} ; h = 14 \text{ cm} ; d = 0,9h = 12,6 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8,60 \times 10^3}{100 \times 12,6^2 \times 14,17} = 0,038 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,981$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,60 \times 10^3}{0,981 \times 12,6 \times 348} = 1,99 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **5T10** avec : $A_{adm} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4T10** avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

2.5-Vérifications :

2.5.a-Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 \text{ml} > A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée.}$$

2.5.b- Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{48,92 \times 10}{100 \times 12,6} = 0,39 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,39 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

2.5.c- Vérification au niveau des appuis :

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left((48,92) + \frac{8,60 \times 10^2}{0,9 \times 12,6} \right) = 3,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,59 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

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

$$M_{t \max} = 15,53 \text{ kN, m} ; \text{ déterminé par méthode des coupures (RDM)}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 13,20 \text{ kN, m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{t \max} = 6,21 \text{ kN, m}$$

-En travée :

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

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 84,75y - 915,3 = 0 \rightarrow y = 3,51 \text{ cm}$$

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

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 3,51^3}{3} + (15 \times 5,65)(10,8 - 3,51)^2 = 5945,41 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{13,20 \times 10^3}{5945,41} \times 3,51 = 7,79 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 7,79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots, \text{Condition vérifiée}$$

-Sur appuis :

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

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 58,95y - 742,77 = 0 \rightarrow y = 3,31 \text{ cm}$$

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

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,31^3}{3} + (15 \times 3,93)(12,6 - 3,31)^2 = 7110,91 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6,21 \times 10^3}{7110,91} \times 3,31 = 2,89 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 2,89 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

2.5.e-Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{14}{374} = 0,037 > 0,0333 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,003 < 0,005 \text{ Condition vérifiée,}$$

Il n'est nécessaire de calculer la flèche

2.6-Etude de la poutre palière :

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow \frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10} \Leftrightarrow 21,66 \text{ cm} \leq h \leq 32,5 \text{ cm}$$

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

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

On prend : $b = 30 \text{ cm}$

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

$$h = 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée ;}$$

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

2.6.2 Charges supportées par la poutre :

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

$$\text{Réaction du palier : } R_b(\text{Elu}) = 48,92 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Réaction du palier : } R_b(\text{Els}) = 35,22 \text{ kN/ml}$$

$$Q_u = 1,35 \times 2,25 + 1,5 \times 2,5 + 48,92 = 55,71 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ser} = 2,25 + 2,5 + 35,22 = 39,97 \text{ kN/m}$$

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

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{55,71 \times 3,25^2}{8} = 73,55 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 62,52 \text{ kN.m}, M_a = 0,40M_0 = 29,42 \text{ kN.m}$$

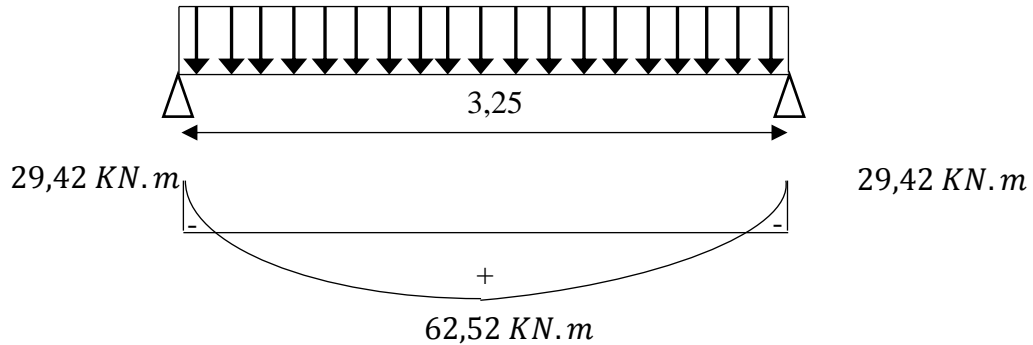


Figure IV.8 : Schéma statique de la poutre palière de l'escalier (Type 1)

2.6.3-Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

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

2.6.3.a-En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 62,52 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{62,52 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,20 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,990$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{62,52 \times 10^3}{0,990 \times 27 \times 348} = 6,72 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix **3T14+3T12** avec : $A_{adm} = 8,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

2.6.3.b-Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 29,42 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{29,42 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,095 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,950$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{29,42 \times 10^3}{0,950 \times 27 \times 348} = 3,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

-On prend comme choix **3T14+ 2T12** avec : $A_{adm} = 6,88 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

2.6.4- Les vérifications :

Tableau IV. 3 : Vérification des différentes conditions (poutre palière)

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité (travée)	$A_{min} = 0,97 \text{ cm}^2$	$A = 8,01 \text{ cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée
Condition de non fragilité (appui)	$A_{min} = 0,97 \text{ cm}^2$	$A = 5,65 \text{ cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes a L'ELS (travée)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 13,47 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes a L'ELS (appui)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 14,13 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5\text{Mpa}) = 3,25\text{Mpa}$	$\tau_u = 1,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée

2.6.4.1- Ferraillage des armatures transversales :

a- Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 8,57 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

b- L'espacement :

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

$$= \min\{24,30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R,P,A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{15 \text{ cm} ; 10\Phi_l\} = \min\{15 \text{ cm} ; 14 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

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

c-La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\Phi_l f_e}{4\tau_e}$$

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

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

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r \right)$$

$$= 27 - (3 + 0,7 + 7,7) = 15,6 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$= \frac{49,38 - 16,86 - 15,6}{1,87} = 9,04 \text{ cm}$$

2.6.4.2 Calcul de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{325} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,092 > 0,0625 ; \text{ Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t \text{ ser}}}{10 \times M_{0 \text{ ser}}} \Rightarrow \frac{30}{325} > \frac{44,85}{10 \times 52,77} \Rightarrow 0,092 > 0,085 ; \text{ Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4,2/f_e \Rightarrow \frac{8,01}{30 \times 27} \leq 4,2/400 \Rightarrow 0,0099 < 0,0105 ; \text{ Condition vérifiée,}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

IV.4- La cage d'ascenseur :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Les tout premiers modèles s'appelaient monte-charge, Ce dernier existe encore aujourd'hui sous une forme améliorée, Un ascenseur est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, selon le appelée cage d'ascenseur de surface $S = 1,60 \times 1,83 = 2,93 \text{ m}^2$ pouvant charger 9 personnes et de faible vitesse $V=1\text{m/s}$, La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 675 kg

(DTU75,1), on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine,

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au-dessus de la gaine, Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine, les câbles et les divers accessoires,

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 personne

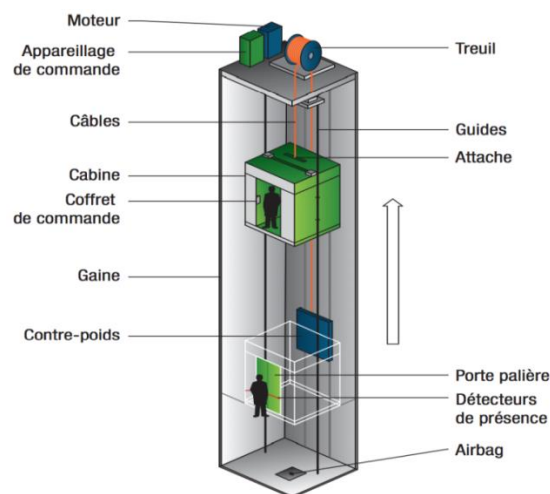


Figure IV.9: Schéma d'un ascenseur

4.1- 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,

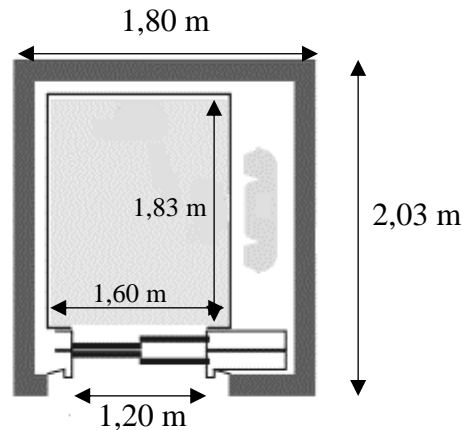
La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie soit :

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

Q : La charge en cabine ;

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

a-Les dimensions :



Largeur de la cabine : 1,60 m

Langueur de la cabine : 1,83 m

Hauteur : 2,20 m

La largeur de passage libre : 1,20m

La hauteur de passage libre : 2,00 m

La hauteur de la course : 35,28 m

La surface latérale : $S = 2 \times (1,60 + 1,83) \times 2,20 = 15,09 \text{ m}^2$

b-Epaisseur de la dalle :

$$h_0 = \frac{L_x}{30} = \frac{180}{30} = 6 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le **RPA** ; donc on prend une épaisseur de 15 cm,

Tableau IV.4 : Poids mort de l'ascenseur

Poids de la cabine : $S= 15,09 \text{ m}^2$	$M1 = 11,5 \times 15,09 \times 2 = 347,07 \text{ kg}$
Poids de plancher : $S=2,20 \times 2,00 = 4,40 \text{ m}^2$	$M2 = 110 \times 4,40 = 484 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M3 = 20 \times 4,4 = 88 \text{ kg}$
Poids l'arcade :	$M4 = 60 + (80 \times 2) = 220 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M5 = 50 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de moulage :	$M7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine : $= 1,2 \times 2 = 2,4 \text{ m}^2$	$M8 = 80 + (2 \times 25) = 130 \text{ kg}$

- Poids mort total : $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1459,07 \text{ kg}$
- Contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1459,07 + \frac{675}{2} = 1796,57 \text{ kg}$

4.2- Calcul dès la charge total q_u :

a-Calcul de la charge de rupture :

Selon (DTU75,1), 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,

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

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

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 : $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$

$$\text{Donc : } C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1459,07) = 25608,84 \text{ kg}$$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être dévisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0,85.

$$C_r = \frac{25608,84}{0,85} = 30128,05 \text{ kg}$$

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 : $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152 \text{ kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{30128,05}{8152 \times 2} = 1,85$$

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

b- Calcul des poids des câbles :

$$M_g = m \times n \times L$$

Avec :

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

n : Nombre des câbles, $n = 2$;

L : Longueur du câble, $L = 35,28 \text{ m}$

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 35,28 = 36,34 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1459,07 + 36,34 = 2170,41 \text{ kg}$$

- Vérification de C_r :

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

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{27716,8}{2170,41} = 12,77 > 12 ; \text{Condition vérifiée}$$

c- Calcul de la charge permanente total G :

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

$$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g = 1459,07 + 1796,57 + 1200 + 36,34 = 4491,98 \text{ kg}$$

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

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 7076,67 \text{ kg}$$

4.3- Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se pincer 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 $q_u = 7076,67 \text{ kg}$

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{7076,67}{4} = 1769,17 \text{ kg / m}$$

Selon le B,A,E,L 91/99 (A,5,2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui

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

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,

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

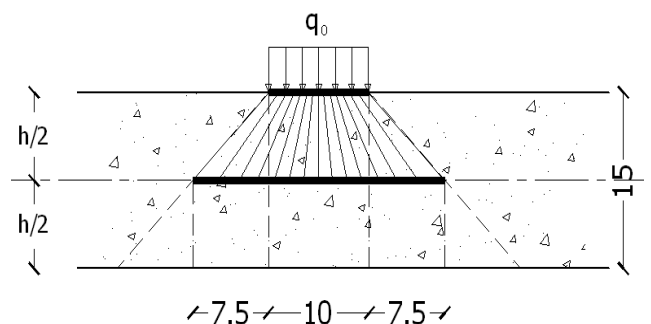


Figure IV. 10 : Répartition des charges sur la dalle d'ascenseur

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

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

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

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

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

$$= 1769,17 \text{ kg}$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement.

4.4-Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

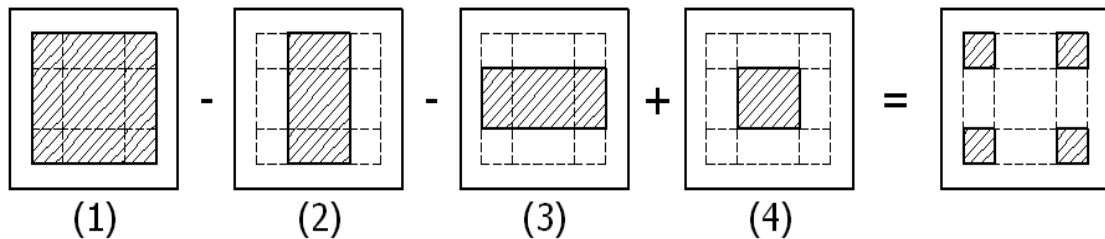


Figure IV. 11 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

4.4.1-Distances des rectangles :

1) Rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 120 \text{ cm} \\ V = 143 \text{ cm} \end{cases}$$

2) Rectangle (2) :

$$\begin{cases} U = 70 \text{ cm} \\ V = 143 \text{ cm} \end{cases}$$

3) Rectangle (3) :

$$\begin{cases} U = 120 \text{ cm} \\ V = 93 \text{ cm} \end{cases}$$

4) Rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 70 \text{ cm} \\ V = 93 \text{ cm} \end{cases}$$

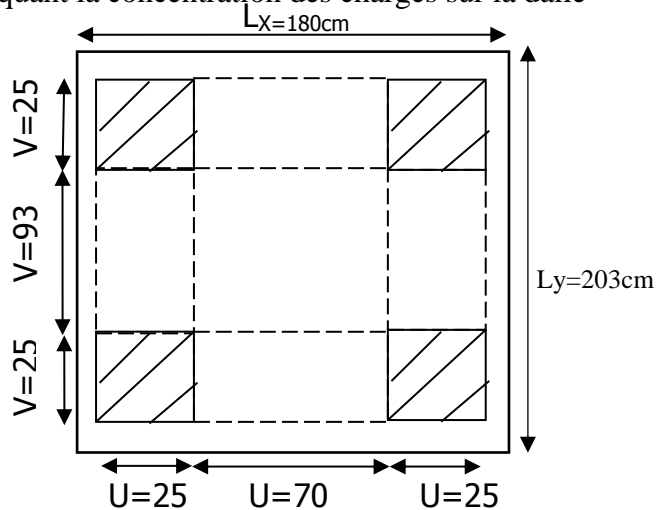


Figure IV. 12: Dessin montrant la concentration des charges

4.4.2- Calcul des moments suivant les deux directions :

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

ν : le coefficient de Poisson,

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

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

$$P' = \frac{q_0}{u \times v} = \frac{7076,67}{0,25^2} = 113226,72 \text{ kg} / \text{m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 1,80 \text{ m}$ et $L_y = 2,03 \text{ m}$

Tableau IV.5 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	S (m ²)	P'	P=P'.S	M _x	M _y
						(Kg/m ²)	(Kg)	(Kg,m)	(Kg,m)
1	0,66	0,70	0,072	0,057	1,72	113226,72	194749,96	14021,99	11100,74
2	0,38	0,750	0,098	0,073	1	113226,72	113226,72	11096,22	8265,55
3	0,66	0,46	0,080	0,067	1,12	113226,72	126813,93	10145,11	8496,53
4	0,38	0,46	0,113	0,088	0,65	113226,72	73597,37	8316,50	6476,57

4.4.3- Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 1097,16 \text{ kg}, m$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 815,23 \text{ kg}, m$$

4.4.4-Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

a- Chargement :

$$L_x = 1,80 \text{ m} \text{ et } L_y = 2,03 \text{ m} \text{ et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Poids propre : } G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$\text{Charge ultime : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg} / \text{m}^2,$$

b- Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,80}{2,03} = 0,90$$

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

$$\alpha = 0,90 \rightarrow \mu_x = 0,0456 \text{ et } \mu_y = 0,7834$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 96,96 \text{ kg}.m \text{ et } M_{y2} = 75,96 \text{ kg}.m$$

c- Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 96,96 + 1097,16 = 1194,12 \text{ kg}, m$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 75,96 + 815,23 = 891,19 \text{ kg}, m$$

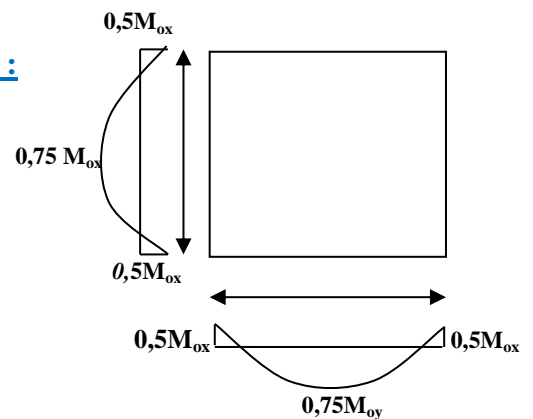


Figure IV. 13: Moments de la dalle

4.4.5-Les moments retenus sont :a-En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 895,59 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 668,39 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

b-Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 597,06 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

4.4.6- 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 :

$$M_{tx} = 895,59 \text{ kg} \cdot \text{m} = 8955,9 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8955,9}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,035 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,982$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8955,9}{0,982 \times 13,5 \times 348} = 1,94 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens L_y :

Le moment ultime :

$$M_{ty} = 668,39 \text{ kg} / \text{m} = 6683,9 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6683,9}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,025 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,987$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6683,9}{0,987 \times 13,5 \times 348} = 1,44 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b-Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 597,06 \text{ kg} / \text{m} = 5970,6 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{5970,6}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,023 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,988$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5970,6}{0,988 \times 13,5 \times 348} = 1,29 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

4.4.7-Section minimale des armatures :

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 0,90$, on peut appliquer la formule suivante :

Sens L_y :

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

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,44 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = 1,44 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 1,29 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = 1,29 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Sens L_x :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 0,90}{2} \right) = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,94 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{x \min} = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = 1,94 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 1,29 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{x \min} = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = 1,29 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

4.4.8- Choix des aciers :

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

a-En travée :**Sens L_x :**

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,94 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(2h_0 ; 25 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 25 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Sens L_y :

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,44 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(2h_0 ; 25 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 25 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

b-Sur appuis (chapeaux) :

$$\begin{cases} A_a = 1,29 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 25 \text{ cm} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

4.4.9- Armatures transversal :

La mise des armatures transversales dépend de la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur,

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec :}$$

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

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

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

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 :

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

$$V_x = 6562,5 \times \frac{1,80}{2} \frac{1}{1 + \frac{0,90}{2}} = 4073,28 \text{ N} = 4,07 \text{ kN}$$

$$V_y = 6562,5 \times \frac{1,80}{3} = 3937,5 \text{ N} = 3,93 \text{ kN}$$

$$V_y < V_x$$

On calcul V_v et V_u :

$$V_v = \frac{P_0}{2u + v} = \frac{17691,7}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 23588,93 \text{ N} = 23,58 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{P_0}{3u} = \frac{17691,7}{3 \times 0,25} = 23588,93 \text{ N} = 23,58 \text{ kN}$$

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

Donc :

$$V_{\text{tot}} = V_x + V_v = 4,07 + 23,58 = 27,65 \text{ kN} ; \text{Sens } L_x$$

$$V_{\text{tot}} = V_y + V_u = 3,93 + 23,58 = 27,51 \text{ kN} ; \text{Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{u \text{ tot}} = \max(V_{u \text{ tot } x} ; V_{u \text{ tot } y}) = 27,65 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b \times d} = \frac{27,65 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,205 \text{ MPa}$$

15 cm ≤ h₀ = 15 cm ≤ 30 cm ; On vérifié que :

$$\bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 1,625 \text{ MPa}$$

τ_u = 0,205 MPa < τ̄_u = 1,625 MPa ; Condition vérifiée

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

4.4.10-Vérification à l'E.L.S :

4.4.10.1- Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :

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

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

$$P_{a \text{ ser}} = (G + Q) \frac{1}{4} = (4491,98 + 675) \frac{1}{4} = 1291,75 \text{ kg}$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a \text{ ser}}}{u \times v} = \frac{1291,75}{0,25^2} = 20667,92 \text{ kg / m}^2$$

$$P'_{ser} = 20667,92 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : L_x = 1,80 m et L_y = 2,03 m

Tableau IV. 6: Les résultats des moments isostatiques des rectangles

Rectangle	u L _x	v L _y	M ₁	M ₂	S (m ²)	P' _{ser}	M _x	M _y
						(Kg)	(Kg.m)	(Kg.m)
1	0,66	0,70	0,072	0,057	1,72	35548,82	2559,52	2026,28
2	0,38	0,750	0,098	0,073	1	20667,92	2025,46	1508,76
3	0,66	0,46	0,080	0,067	1,12	23148,07	1851,85	1550,92
4	0,38	0,46	0,113	0,088	0,65	13434,15	1518,05	1182,21

4.4.10.2-Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 200,26 \text{ kg, m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 148,81 \text{ kg, m}$$

4.4.10.3- Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

3. a- Chargement :

L_x = 1,80 m et L_y = 2,03 m et h₀ = 15 cm

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

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

4.4.10.4- Moments dus aux charges réparties (E.L.S) :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,80}{2,03} = 0,90$$

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

$\alpha = 0,90 \Rightarrow \mu_x = 0,0528$ et $\mu_y = 0,8502$; Tirée de l'abaques

Donc : $M_{0xr} = 81,26 \text{ kg, m}$ et $M_{0yr} = 69,09 \text{ kg, m}$

4.4.10.5- Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 200,26 + 81,26 = 281,52 \text{ kg / m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 148,81 + 69,09 = 217,90 \text{ kg / m}$$

a-Les moments retenus :

En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 211,14 \text{ kg, m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 163,43 \text{ kg, m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 140,76 \text{ kg, m}$$

b-Vérification des contraintes dans le béton :

Suivant L_x :

En travée :

$$M_{tx} = 2111,4 \text{ N, m} ; A_{tx} = 0,47 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 7,05y - 95,18 = 0 \rightarrow y = 1,31 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,31^3}{3} + (15 \times 0,47 \times (13,5 - 1,31)^2) \\ = 1122,54 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2111,4}{1122,54} \times 1,31 = 2,46 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,46 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Sur appuis :

$$M_a = 1407,60 \text{ N.m} ; A_a = 0,30 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 4,5y - 60,75 = 0 \rightarrow y = 1,06 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,06^3}{3} + (15 \times 0,30 \times (13,5 - 1,06)^2) = 736,09 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1407,6}{736,09} \times 1,06 = 2,03 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,03 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Suivant L_y :**En travée :**

$$M_{ty} = 1634,3 \text{ N / m} ; A_{ty} = 0,35 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 5,25y - 70,88 = 0 \rightarrow y = 1,14 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,14^3}{3} + (15 \times 0,35 \times (13,5 - 1,14)^2) \\ = 851,43 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1634,3}{851,43} \times 1,14 = 2,19 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,19 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

4.11- Disposition du ferrailage :**4.11.1- Arrêt des barres :**

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

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

$$L_s = 40\Phi = 40 \times 1,0 = 40 \text{ cm}$$

4.11.2- 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,

4.11.3- Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max\left(L_s ; \frac{1}{4}\left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}}\right)L_x\right) = \max(36 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

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

4.11.4- 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 :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{180}{10} = 18 \text{ cm}$$

4.11.5- Armatures finales :

a-Suivant L_x :

$$A_t = 0,47 \text{ cm}^2 / \text{ml} , \text{On adopte : } \mathbf{4T10 = 3,14 \text{ cm}^2} \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 0,30 \text{ cm}^2 / \text{ml} , \text{On adopte : } \mathbf{4T10 = 3,14 \text{ cm}^2} \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

b-Suivant L_y :

$$A_t = 0,35 \text{ cm}^2 / \text{ml} , \text{On adopte : } \mathbf{4T10 = 3,14 \text{ cm}^2} \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 0,30 \text{ cm}^2 / \text{ml} , \text{On adopte : } \mathbf{4T10 = 3,14 \text{ cm}^2} \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

4.12-Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le RPA 99/2003, l'épaisseur du voile doit être $e_p \geq 15 \text{ cm}$,

On adopte une épaisseur $e_p = 20 \text{ cm}$,

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

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2,00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le voile est ferrailé en deux nappes avec 4T10 / ml soit : $A_{adop} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

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

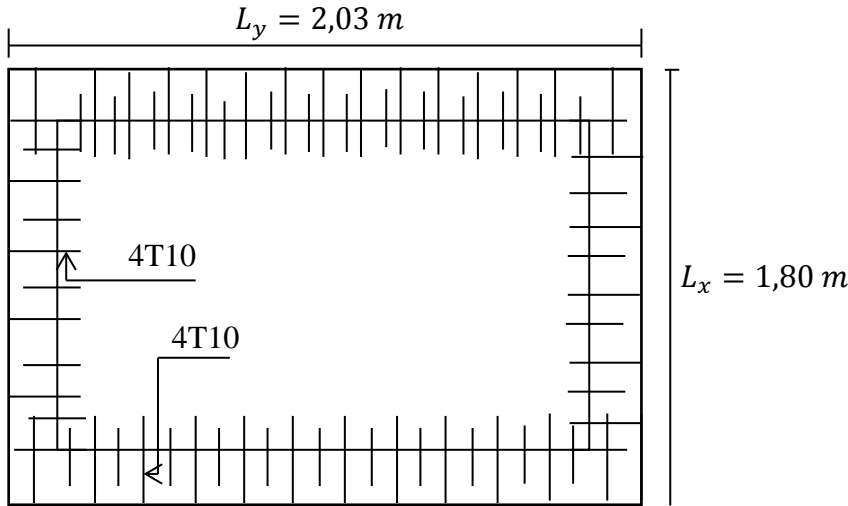


Figure IV. 14 : Ferraillage supérieur de la dalle de l'ascenseur,

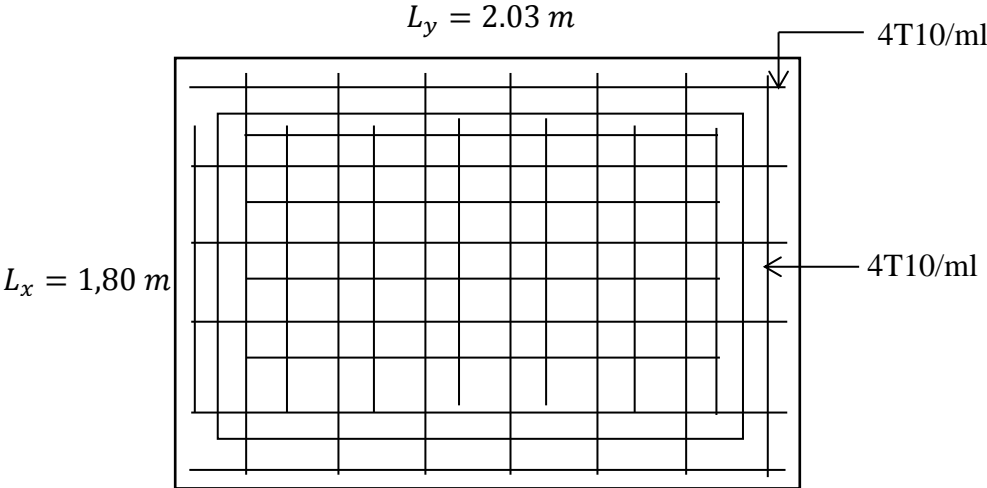


Figure IV.15 : Ferraillage inférieur de la dalle de l'ascenseur