

IV.1. Acrotère

1.1. Définition

L'acrotère est placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute. Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse, soumis à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante qui crée un moment de renversement.

a. Dimensions

Hauteur $h = 70\text{cm}$

Epaisseur $e_p = 10\text{cm}$

Le calcul se fera sur une bande de **1m** linéaire d'acrotère, cet élément est exposé aux intempéries ce qui peut entraîner des fissures ainsi que des déformations importantes (fissuration préjudiciable)

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 1m de longueur.

$$G = 25[(0,7 \times 0,10) + (0,05 \times 0,15) + 0,5(0,05 \times 0,15)] \times 1$$

$$G = 2,031\text{kN/ml}$$

b. Charge d'exploitation

On prend en considération l'effet de la main courante

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

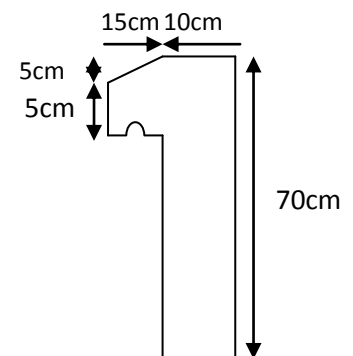


Figure IV.1: Vue de l'acrotère

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.

$$N_U = 1,35 G = 1,35 \times 2,031 = 2,742\text{ kN/ml}$$

$$M_U = 1,5 Q h = 1,5 \times 1 \times 0,7 = 1,05\text{ kN.ml}$$

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

b. E.L.S:

$$N_S = G = 2,031\text{ kN}$$

$$M_S = Q h = 1 \times 0,7 = 0,7 \text{ kN.m}$$

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

1.3. Enrobage

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

1.4. Excentricité

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1,05}{2,742} = 0,383 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,383 \text{ m}$$

e_p : Epaisseur de l'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

$$M_u = N_U \left[e + \frac{h}{2} - C \right] = 2,742 \left[0,383 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 1,129 \text{ kN.m}$$

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

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,742) - 1,129 = -0,937 \text{ kN.m}$$

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

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

$$= 24,90 \text{ kN.m}$$

$$-0,937 < 24,90 \text{ kN.m} ;$$

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'

$$M_U = 1,129 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,129 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0098 = 0,01$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\delta_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,688. \text{ avec: } 1000\delta_{sl} = \frac{f_e}{E. \delta_s} = \frac{400}{2,10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,0098 \rightarrow A' = 0$$

Pas d'armatures de compression.

$$\mu = 0,01 \rightarrow \beta = 0,995$$

1.5.3. Calcul de la section d'armatures

a. Flexion simple

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{1,129 \times 10^3}{348 \times 0,995 \times 9} = 0,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b. Flexion composée

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,36 - \frac{2,742 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

a. Armatures principales

$$N_{ser} = N_G = 2,742 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,70 = 0,70 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,70}{2,742} = 0,26 \text{ m} = 26 \text{ cm}$$

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

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{26 - 4,05}{26 - 1,665} \times 0,23$$

$$A_{s \min} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 4Φ6 p.m.; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

b. Armatures 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.

1.6. Vérifications complémentaires

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

Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 2,031 \times \left(0,26 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,589 \text{ kN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow \frac{100}{2}y^2 + 16,95y - 152,55 = 0 \rightarrow y = 1,59 \text{ m}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,59^3}{3} + (15 \times 1,13 \times (9 - 1,59)^2) = 1064,68 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{588,9}{1064,68} \times 1,59 = 0,879 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0,879 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

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 :

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{588,9}{1064,68} \times (9 - 1,59) = 61,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 61,47 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

1.6.4. Contrainte de cisaillement

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

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

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

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

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

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

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 = 0,15

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

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 2,031 \text{ kN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 2,031 = 0,974 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN} ; \text{Condition vérifiée}$$

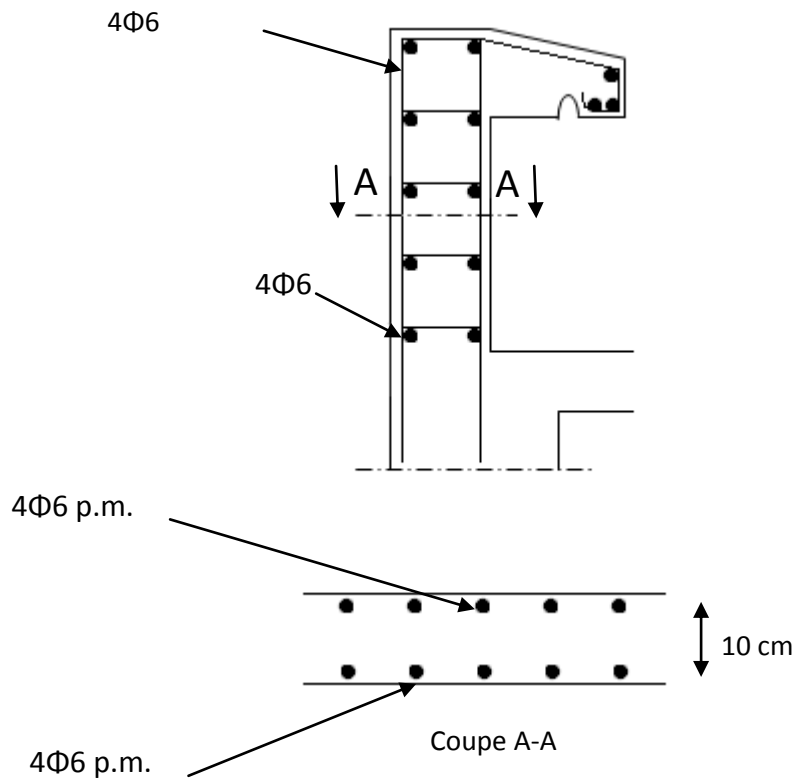


Figure IV.2: Ferrailage de l'acrotère

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 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.

IV.2.1. Type 1

IV.2.1.1. Balcon de l'étage courant

a. Charges et des sollicitations

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

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

b. Charges surfacique et linéaire

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

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

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

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

c. Poids propre du mur

$$P_{mur} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 13 \times 0,1 \times 1,5 \times 1 \text{ m} = 1,95 \text{ kN}$$

$$D'où : P_u \text{ mur} = 1,35 P_{mur} = 1,35 \times 1,95 = 2,63 \text{ kN}$$

d. Poids de l'enduit en ciment

$$P_{enduit} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 18 \times 0,02 \times 1,5 \times 1 \text{ m} = 0,54 \text{ kN}$$

$$D'où : P_u \text{ enduit} = 1,35 P_{enduit} = 1,35 \times 0,54 = 0,73 \text{ kN}$$

e. Charges totales

$$P_u = P_u \text{ mur} + P_u \text{ enduit} = 2,63 + 0,73 = 3,36 \text{ kN}$$

$$P_{ser} = P_{mur} + P_{enduit} = 1,95 + 0,54 = 2,49 \text{ kN}$$

IV.2.1.2. Calcul du moment max et de l'effort tranchant max

$$M_{max} = -\frac{Q_U l^2}{2} - P_u l = -\left(\frac{12,34 \times 1,50^2}{2}\right) - (3,36 \times 1,50) = -18,92 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = Q_U l + P_u = (12,34 \times 1,50) + 3,36 = 21,87 \text{ kN}$$

IV.2.1.3. Ferrailage

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

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{18,92 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,0732 > \mu_r = 0,0392$$

Donc : A' n'existe pas et $\beta = 0,9625$

$$A_{cal} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18,92 \times 10^3}{0,9625 \times 13,50 \times 348} = 4,18 \text{ cm}^2$$

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

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{adp} = 3,14 \text{ cm}^2$$

On prend 4T10, l'espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

IV.2.1.4. vérifications**a. Condition de non fragilité**

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

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

b. Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{21,87 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,16 \text{ MPa}$$

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

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

c. Contraintes d'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{21,87 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 4 \times 3,77 \times 10^2} = 1,19 \text{ MPa}$$

Avec:

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

μ : Périmètre d'armatures tendues ;

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

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

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

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

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

$\tau_{se} = 1,19 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

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

$$M_{ser} = -\frac{Q_{ser}l^2}{2} - P_{ser}l = -\frac{8,75 \times 1,50^2}{2} - (2,49 \times 1,50) = -13,58 \text{ kN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 67,8y - 915,3 = 0 \rightarrow y = 3,65 \text{ cm}$$

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

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,65^3}{3} + ((15 \times 4,52)(13,50 - 3,65)^2) = 8199,03 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{10,08 \times 10^3}{8199,03} \times 3,65 = 4,50 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_b = 4,50 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

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 $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{8,75 \times 10^3}{8199,03} \times (13,50 - 3,65) = 157,68 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 157,68 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

f. 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 :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left((b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{b \times h} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 4,52 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 4,52)} = 7,76 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,76 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,24 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A (d - Y_1)^2 \\ &= \frac{100 \times 7,76^3}{3} + \frac{100 \times 7,24^3}{3} + (15 \times 4,52 \times (13,50 - 7,76)^2) \\ &= 30460,25 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,50^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 30460,25} \times \left[\frac{8,75 \times 1,50}{8} \times \frac{2,49}{3} \right] = 0,070 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{150}{250} = 0,60 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,070 \text{ cm} < F_{adm} = 0,60 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

g. Schéma du ferrailage

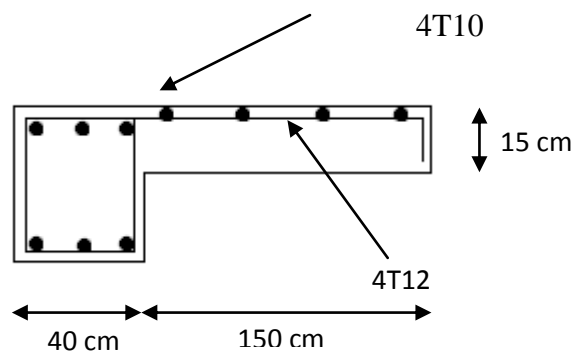


Figure IV.3: Ferrailage premier type de balcon

2.1.1. Porte à faux(Terrasse)

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

4T12 et $A_{adpt}=5,25\text{cm}^2$ et $s_t=25\text{cm}$

Armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{adp} = 3,14 \text{ cm}^2$$

On prend 4T10, l'espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

IV.3. 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 cinq (05) 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

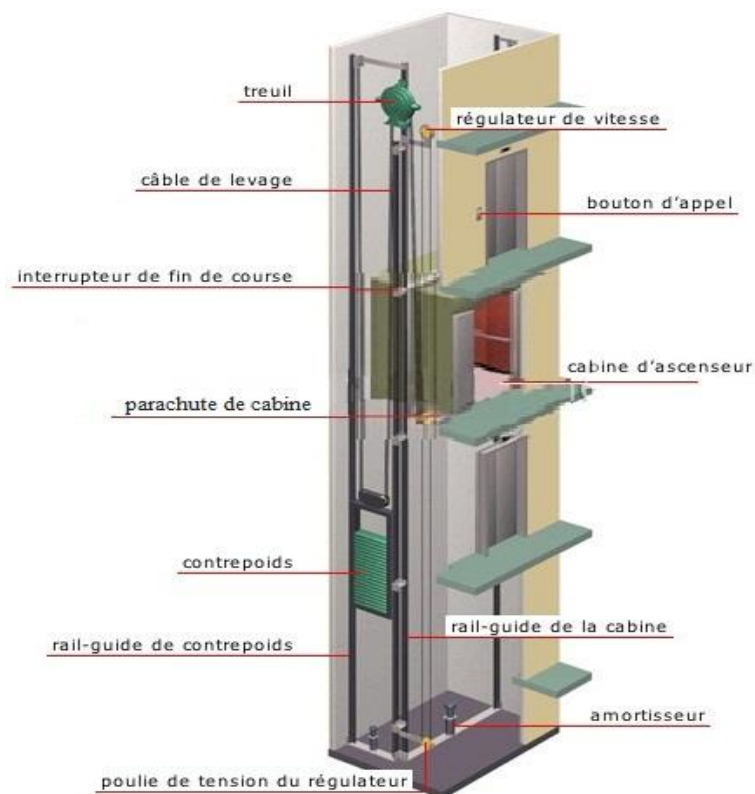


Figure IV.5: Schéma d'un ascenseur

IV.3.1. 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, accessoires, câbles;

Q : La charge en cabine;

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

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de: $1.40 \times 1.40 = 1.96\text{m}^2$.

a. Dimensions

Selon (NFP82-22).

- Largeur de la cabine: 1.40m
- Longueur de la cabine: 1.40m
- Hauteur: 2.20m
- La largeur de passage libre: 0.8m
- La hauteur de passage libre: 2.00m
- La hauteur de la course: 28.56m
- La surface latérale: $S = ((2 \times 1.40) + 1.40) \times 2.20 = 9.24\text{m}^2$

b. Epaisseur de la dalle

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

Poids de la cabine: $S = 9.24\text{m}^2$	$P_1 = 11.5 \times 9.24 \times 1.40 = 148.80\text{kg}$
Poids du plancher: $S = 2.60 \times 2.60 = 6.76 \text{ m}^2$	$P_2 = P_0 \times S = 110 \times 6.76 = 743.60\text{kg}$
Poids du toit:	$P_3 = P_{01} \times S = 20 \times 6.76 = 135.20\text{kg}$
Poids de l'arcade:	$P_4 = 60 + (80 \times 1.4) = 172\text{kg}$
Poids de parachute:	$P_5 = 40\text{kg}$
Poids des accessoires:	$P_6 = 80\text{kg}$
Poids des poulies de mouflage:	$P_7 = 2 \times 30 = 60\text{kg}$
Poids de la porte de la cabine:	$P_8 = 80 + (1.76 \times 25) = 117.5\text{kg}$

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

◆ Poids mort total:

$$P_m = \sum_{i=1}^{n=8} P_i = (P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + P_7 + P_8) = (148.80 + 743.60 + 135.20 + 172 + 40 + 80 + 60 + 117.5) = 1497.10 \text{ kg}$$

◆ Contre poids:

$$P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1497.10 + \frac{675}{2} = 1834.60 \text{ kg}$$

IV.3.2. Calcul de la charge total q_u

IV.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

$$D = 500 \text{ mm} \Rightarrow d = 12.22 \text{ mm}$$

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.

$$\text{et: } P = Q + P_m + P_g$$

P_g : Poids du câble.

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

$$\text{Donc: } C_r = C_s \times P = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1497.10) = 26065.20 \text{ kg}$$

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

$$C_r = \frac{26065.20}{0.85} = 30664.94 \text{ kg}$$

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

Avec:

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

n : Nombre des câbles.

Pour un câble de $d = 12.22 \text{ m}$ et $m = 2$ on a:

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

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1cable).xm}} = \frac{30664.94}{8152 \times 2} = 1.88$$

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

IV.3.2.2. Calcul des poids des câbles

$$P_g = m \times n \times L$$

Avec:

m : Masse linéaire du câble, $m = 0.515 \text{ kg/m}$;

n : Nombre des câbles, $n = 2$;

L : Longueur du câble, $L = 28.56 \text{ m}$

$$P_g = m \times n \times L = 0.515 \times 2 \times 28.56 = 29.4168 \approx 29.42 \text{ kg}$$

$$P = Q + P_m + P_g = 675 + 1497.10 + 29.42 = 2201.52 \text{ kg}$$

IV.3.2.3. Vérification de C_r

$$C_r = C_{r(1cable)} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0.85 = 27716.80 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times P \rightarrow C_s = \frac{C_r}{P} = \frac{27716.80}{2201.52} = 12.59 > 12, \text{ condition vérifiée.}$$

IV.3.2.4. Calcul de la charge permanente total G

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

$$G = P_m + P_p + P_{\text{reuil}} + P_g = 1497.10 + 1834.60 + 1200 + 29.42 = 4561.12 \text{ kg}$$

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

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 4561.12 + 1.5 \times 675 = 6157.51 + 1012.50 = 7170.01 \text{ kg}$$

IV.3.2.5. 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.

$$q_u = 7170.01 \text{ kg}$$

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{7170.01}{4} = 1792.50 \text{ kg}$$

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

$$q_0 \leq (0.045) \times (u_c) \times (h_0) \times \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

Avec:

q_0 : La charge de calcul à l'E.L.U;

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

u_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

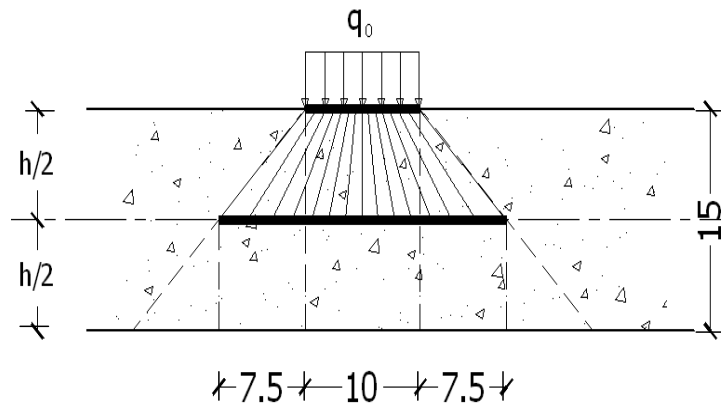


Figure IV.6: Répartition des charges

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

$$u_c = 2x(U + V)$$

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

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

$$u_c = 2x(U + V) = 2x(25 + 25) = 2x50 = 100 \text{ cm}$$

$$q_0 \leq (0.045) \times (u_c) \times (h_0) \times \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) = (0.045) \times (100) \times (15) \times \left(\frac{25 \times 10}{1.5} \right) = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1792.50 \text{ kg}$$

$$q_0 = 1792.50 \text{ kg} < 11250 \text{ kg}$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement.

IV3.2.6. Evaluation des moments dus aux charges concentrées

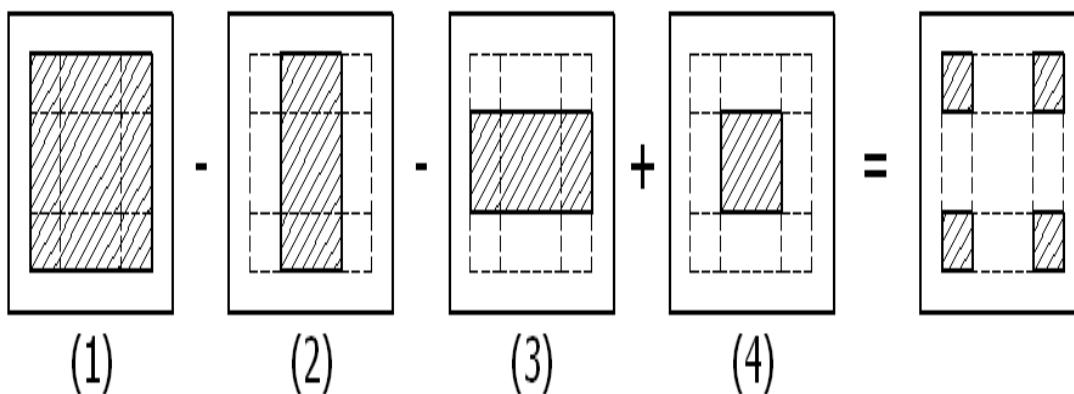


Figure IV.7: Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

IV.3.3. Distances des Rectangles

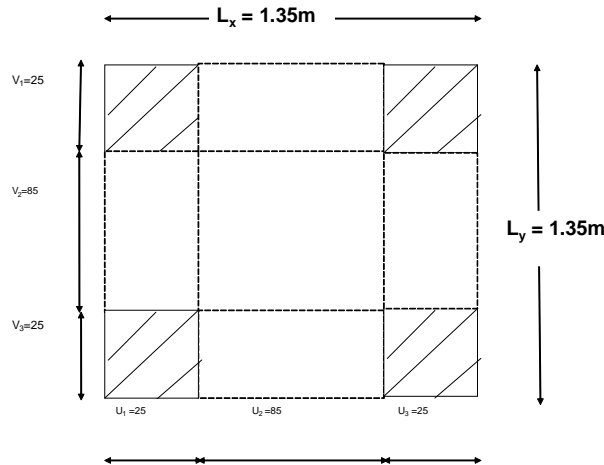


Figure IV.8: Dessin montrant la concentration des charges

Rectangle (1)	Rectangle (2)	Rectangle (3)	Rectangle (4)
$\begin{cases} U = 135\text{cm} \\ V = 135\text{cm} \end{cases}$	$\begin{cases} U = 85\text{cm} \\ V = 135\text{cm} \end{cases}$	$\begin{cases} U = 135\text{cm} \\ V = 85\text{cm} \end{cases}$	$\begin{cases} U = 85\text{cm} \\ V = 85\text{cm} \end{cases}$

IV.3.4. Calcul des moments suivant les deux directions

$M_x = (M_1 + v.M_2).P$ et $M_y = (M_2 + v.M_1).P$

v: le coefficient de Poisson.

A l'E.L.U (v = 0):

$M_x = M_1.P$ et $M_y = M_2.P$ et $P = P' \times S$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle (25 x 25) cm² est:

$$P' = \frac{q_u}{u.v} = \frac{7170.01}{0.25 \times 0.25} = 11472016 \text{ kg} / \text{m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant: $L_x = 2.60\text{m}$ et $L_y = 2.60\text{m}$.

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	Surface [m ²]	P = P'.S [kg]	M _x [kg.m]	M _y [kg.m]
(1) $\begin{cases} u = 135\text{cm} \\ v = 135\text{cm} \end{cases}$	0.52	0.52	0.090	0.090	1.8225	209077.49	18816.97	18816.97
(2) $\begin{cases} u = 85\text{cm} \\ v = 135\text{cm} \end{cases}$	0.33	0.52	0.115	0.098	1.1475	131641.38	15138.76	12900.86

(3) $\begin{cases} u = 135\text{cm} \\ v = 85\text{cm} \end{cases}$	0.52	0.33	0.098	0.115	1.1475	131641.38	12900.86	15138.76
(4) $\begin{cases} u = 85\text{cm} \\ v = 85\text{cm} \end{cases}$	0.33	0.33	0.129	0.129	0.7225	82885.32	10692.21	10692.21

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

IV.3.4.1 Moments dus aux charges concentrées

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 1881697 - 1513876 - 1290086 + 1069221 = 1469.56\text{kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 1881697 - 1290086 - 1513876 + 1069221 = 1469.56\text{kg.m}$$

IV.3.4.2. Moments dus aux charges réparties (poids propre)

1. Chargement

$$L_x = 2.60\text{m et } L_y = 2.60\text{m et } h_0 = 15\text{cm}$$

$$\text{Poids propre: } G = ex\gamma_b = 0.15 \times 2500 = 375\text{kg/m}$$

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

Charge ultime:

$$q_u = 1.35xG + 1.5xQ = 1.35 \times 375 + 1.5 \times 100 = 656.25\text{kg/m}$$

2. Sollicitations

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.60}{2.60} = 1 > 0.4$$

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

$$\begin{cases} \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.60}{2.60} = 1 \\ v = 0(E.L.U) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.00 \end{cases}$$

Donc:

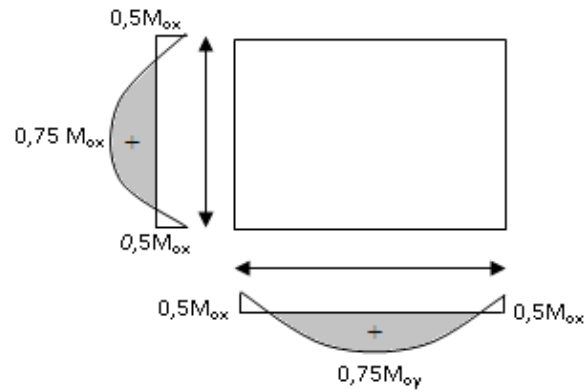
$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = (0.0368) \times (656.25) \times (2.60)^2 = 163.25\text{kg.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = (1.00) \times (163.25) = 163.25\text{kg.m}$$

3. Moments appliqués à la dalle

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 1469.56 + 163.25 = 1632.81\text{kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 1469.56 + 163.25 = 1632.81\text{kg.m}$$



FigureIV.9: Moments de la dalle.

IV.3.4.3. Moments retenus sont

En travée:

$$M_{tx} = 0.75xM_{0x} = 0.75x1632.81 = 1224.61kg.m$$

$$M_{ty} = 0.75xM_{0y} = 0.75x1632.81 = 1224.61kg.m$$

Sur appuis:

$$M_{ax} = 0.50xM_{0x} = 0.50x1632.81 = 816.41kg.m$$

$$M_{ay} = 0.50xM_{0y} = 0.50x1632.81 = 816.41kg.m$$

IV.3.4.4. Calcul du ferrailage de la dalle

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

On a: $b = 100\text{cm}$; $h = 15\text{cm}$; $d = 13.5\text{cm}$; $f_c = 400\text{MPa}$; $\sigma_s = 348\text{MPa}$; $\mu_l = 0.392$

$f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{bc} = 14.2\text{MPa}$; $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$; Fissuration peu préjudiciable.

a. En travée:

Sens L_x :

Le moment ultime: $M_{tx} = 1224.61kg.m = 12246.10N.m$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{12246.10}{100x(13.5)^2x14.20} = 0.0473 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

On a: $\mu = 0.0473 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0473}) = 0.0606$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0606 = 0.976$$

La section d'acier:

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{12246.10}{0.976x(13.5)x348} = 2.67\text{cm}^2 / \text{ml}$$

Sens L_y :

Le moment ultime: $M_{ty} = 1224.61 \text{ kg.m} = 12246.10 \text{ N.m}$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{12246.10}{100x(13.5)^2x14.20} = 0.0473 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

On a: $\mu = 0.0473 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0473}) = 0.0606$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0606 = 0.976$$

La section d'acier:

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta x dx \sigma_s} = \frac{12246.10}{0.976x(13.5)x348} = 2.67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b. Sur appuis:

Sens L_x :

Le moment ultime: $M_{ax} = 816.41 \text{ kg.m} = 8164.10 \text{ N.m}$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{8164.10}{100x(13.5)^2x14.20} = 0.0315 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

On a: $\mu = 0.0315 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0315}) = 0.040$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.040 = 0.984$$

La section d'acier:

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta x dx \sigma_s} = \frac{8164.10}{0.984x(13.5)x348} = 1.77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens L_y :

Le moment ultime: $M_{ay} = 816.41 \text{ kg.m} = 8164.10 \text{ N.m}$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{8164.10}{100x(13.5)^2x14.20} = 0.0315 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

On a: $\mu = 0.0315 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0315}) = 0.040$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.040 = 0.984$$

La section d'acier:

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta x dx \sigma_s} = \frac{8164.10}{0.984x(13.5)x348} = 1.77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

IV.3.4.5. Section minimale des armatures

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 1$, on peut appliquer la formule suivante:

Sens L_y :

$$A_{y\min} = 8.h_0 = 8x0.15 = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 2.67 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{y\min} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend: } A_{ty} = 2.67 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 1.77 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{y\min} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend: } A_{ay} = 1.77 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Sens L_x :

$$A_{x\min} = A_{y\min} \cdot \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) = 1.2 \cdot x \left(\frac{3-1}{2} \right) = 1.20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 2.67 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{x\min} = 1.20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend: } A_{tx} = 2.67 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 1.77 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{x\min} = 1.20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend: } A_{ax} = 1.77 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

IV.3.4.6. Choix des aciers

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \phi \leq 15 \text{ mm}$$

En travée:

Sens L_x :

$$\begin{cases} A_{tx} = 2.67 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}) \Rightarrow \begin{cases} 5T10 / \text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 20 \text{ cm} \end{cases} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

Sens L_y :

$$\begin{cases} A_{ty} = 2.67 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}) \Rightarrow \begin{cases} 5T10 / \text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 20 \text{ cm} \end{cases} \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases}$$

Sur appuis (chapeaux):

$$\begin{cases} A_{ax} = A_{ay} = 1.77 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 5T10 / \text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{cases} \end{cases}$$

IV.3.4.7. Armatures transversal

Il y a nécessité de disposer des armatures transversales:

1. La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.
2. $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{avec: } \tau_u = \frac{V_{\text{tot}}}{b.d} \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10 \cdot h_0}{3} \times \min(0.13x f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

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

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

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 :

$$q_u = 1.35xG + 1.5xQ = 1.35x375 + 1.5x100 = 656.25 \text{ kg/m}$$

$$\alpha = 1 > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \cdot \frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_y = q_u \cdot \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 656.25x \frac{2.60}{2} x \frac{1}{1 + \frac{1}{2}} = 656.25x1.30x \frac{1}{1.50} = 568.75 \text{ N} = 0.56875 \text{ kN}$$

$$V_y = 656.25x \frac{2.60}{3} = 568.75 \text{ N} = 0.56875 \text{ kN}$$

On calcule V_v et V_u :

$$q_u = 7170.01 \text{ kg} = 7170.01x10 = 71700.10 \text{ N}$$

$$V_v = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{71700.10}{2x0.25 + 0.25} = 95600 \text{ N} = 95.60 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{q_u}{3u} = \frac{71700.10}{3x0.25} = 95600 \text{ N} = 95.60 \text{ kN}$$

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

Donc:

Sens L_x :

$$V_{\text{tot}} = V_x + V_v = 0.56875 + 95.60 \cong 96.17 \text{ kN}$$

Sens L_y :

$$V_{\text{tot}} = V_y + V_u = 0.56875 + 95.60 \cong 96.17 \text{ kN}$$

et

$$V_{\text{tot}} = \max(V_{\text{tot}x}; V_{\text{tot}y}) = 96.17 \text{ kN}$$

Donc on a:

$$\tau_u = \frac{V_{\text{tot}}}{bxd} = \frac{96.17x10^3}{1000x135} = 0.71 \text{ MPa}$$

$$15 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm};$$

On vérifié que:

$$\bar{\tau}_u = \frac{10 \cdot h_0}{3} \cdot \min(0.13x f_{c28}, 5MPa) = \frac{10 \times 0.15}{3} \cdot \min(0.13 \times 25; 5MPa) = 0.5 \times (3.25; 5MPa) = 0.5 \times 3.25 = 1.625MPa \cong 1.63MPa$$

$$\tau_u = 0.71MPa < \bar{\tau}_u = 1.63MPa . \text{ La condition est vérifiée.}$$

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

IV.3.5. Vérification à l'E.L.S

IV.3.5.1. Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + \nu \cdot M_2) \times P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + \nu \cdot M_1) \times P'_{ser} \end{cases}$$

$$\text{avec: } \nu = 0.2(\text{E.L.S})$$

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

$$G = 4561.12\text{kg}$$

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

$$P_{aser} = \frac{1}{4} \times (G + Q) = \frac{1}{4} \times (4561.12 + 675) = 1309.03\text{kg}$$

$$q_{ser} = \frac{P_{aser}}{(u) \times (v)} = \frac{1309.03}{0.25 \times 0.25} = 20944.48\text{kg/m}^2$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \times S' = 20944.48 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant: $L_x = 2.60\text{m}$ et $L_y = 2.60\text{m}$

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + \nu \cdot M_2) \times P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + \nu \cdot M_1) \times P'_{ser} \end{cases}$$

$$\text{avec: } \nu = 0.2(\text{E.L.S})$$

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface [m ²]	P'_{ser} [kg]	M_{0x} [kg.m]	M_{0y} [kg.m]
(1) $\begin{cases} u = 135\text{cm} \\ v = 135\text{cm} \end{cases}$	0.52	0.52	0.090	0.090	1.8225	38171.32	4122.50	4122.50
(2) $\begin{cases} u = 85\text{cm} \\ v = 135\text{cm} \end{cases}$	0.33	0.52	0.115	0.098	1.1475	24033.79	3234.95	2908.09
(3) $\begin{cases} u = 135\text{cm} \\ v = 85\text{cm} \end{cases}$	0.52	0.33	0.098	0.115	1.1475	24033.79	2908.09	3234.95
(4) $\begin{cases} u = 85\text{cm} \\ v = 85\text{cm} \end{cases}$	0.33	0.33	0.129	0.129	0.7225	15132.38	2342.49	2342.49

Tableau IV.3: Résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S)

IV.3.5.2. Moments dus aux charges concentrées

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 4122.50 - 3234.95 - 2908.09 + 2342.49 = 321.95 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 4122.50 - 2908.09 - 3234.95 + 2342.49 = 321.95 \text{ kg.m}$$

IV.3.5.3. Moments dus aux charges réparties (poids propre)

◆ Chargement

$$L_x = 2.60\text{m et } L_y = 2.60\text{m et } h_0 = 15\text{cm}$$

$$\text{Poids propre: } G = 0.15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}$$

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

$$\text{Charge ultime: } q_{ser} = G + Q = 375 + 100 = 475 \text{ kg/m}$$

IV.3.5.4. Moments dus aux charges réparties (E.L.S)

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

$$\begin{cases} \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.60}{2.60} = 1 \\ \nu = 0.2 \text{ (E.L.S)} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1.00 \end{cases}$$

Donc:

$$M_{0xr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 = (0.0441) \times (475) \times (2.60)^2 = 141.61 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yr} = \mu_y \cdot M_{0xr} = (1.00) \cdot (141.61) = 141.61 \text{ kg.m}$$

IV.3.5.5. Moments appliqués au centre d'impact du rectangle

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 321.95 + 141.61 = 463.56 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 321.95 + 141.61 = 463.56 \text{ kg.m}$$

a. Moments retenus sont

En travée:

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 463.56 = 347.67 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 463.56 = 347.67 \text{ kg.m}$$

Sur appuis:

$$M_{ax} = 0.50 \times M_{0x} = 0.50 \times 463.56 = 231.78 \text{ kg.m}$$

$$M_{ay} = 0.50 \times M_{0y} = 0.50 \times 463.56 = 231.78 \text{ kg.m}$$

b. Vérification des contraintes dans le bétonSuivant L_x :**a. En travée**

$$M_{ix} = 347.67 \text{ kg.m} = 3476.70 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ix}}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{3476.70}{100x(13.5)^2x14.20} = 0.0134 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.0134 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0134}) = 0.0168$$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0168 = 0.993$$

La section d'acier:

$$A_{ix} = \frac{M_{ix}}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{3476.70}{0.993x(13.5)x348} = 0.74 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a.1. Position de l'axe neutre

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}; A'_s = 0; \eta = 15; b = 100 \text{ cm}; d = 13.5 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + \eta \cdot A'_s \cdot (y - d) - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y^2 - 15x3.93(13.5 - y) = 0 \Rightarrow 50 \cdot y^2 + 58.95y - 795.825 = 0 \rightarrow y = 3.44 \text{ cm}$$

a.2. Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = \frac{100}{3} \cdot (3.44)^3 + 15x3.93(13.5 - 3.44)^2 = 7322.87 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{serv}}{I} \cdot y = \frac{3476.70}{7322.87} x(3.44) = 1.63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6x f_{c28} = 0.6x25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.63 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

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

b. Sur appuis :

$$M_{ax} = 231.78 \text{ kg.m} = 2317.80 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{2317.80}{100x(13.5)^2x14.20} = 0.0089 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.0089 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0089}) = 0.0112$$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0112 = 0.9955$$

La section d'acier:

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{2317.80}{0.9955x(13.5)x348} = 0.49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b.1. Position de l'axe neutre

$$A_{ax} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A'_s = 0 ; \eta = 15 ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13.5 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + \eta \cdot A'_s \cdot (y - d) - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y^2 - 15 \times 3.93 (13.5 - y) = 0 \Rightarrow 50 \cdot y^2 + 58.95y - 795.825 = 0 \rightarrow y = 3.44 \text{ cm}$$

b.2. Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = \frac{100}{3} \cdot (3.44)^3 + 15 \times 3.93 (13.5 - 3.44)^2 = 7322.87 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{serx}}{I} \cdot y = \frac{2317.80}{7322.87} \times (3.44) = 1.09 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.09 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

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

Suivant L_y :**a. En travée:**

$$M_{ty} = 347.67 \text{ kg.m} = 3476.70 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b x d^2 x \sigma_{bc}} = \frac{3476.70}{100 \times (13.5)^2 \times 14.20} = 0.0134 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.0134 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0134}) = 0.0168$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.0168 = 0.993$$

La section d'acier:

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{3476.70}{0.993 \times (13.5) \times 348} = 0.74 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a.1. Position de l'axe neutre

$$A_{tx} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A'_s = 0 ; \eta = 15 ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13.5 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + \eta \cdot A'_s \cdot (y - d) - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y^2 - 15 \times 3.93 (13.5 - y) = 0 \Rightarrow 50 \cdot y^2 + 58.95y - 795.825 = 0 \rightarrow y = 3.44 \text{ cm}$$

a.2. Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = \frac{100}{3} \cdot (3.44)^3 + 15 \times 3.93 (13.5 - 3.44)^2 = 7322.87 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{sery}}{I} \cdot y = \frac{3476.70}{7322.87} \times (3.44) = 1.63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6x f_{c28} = 0.6x 25 = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = 1.63MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa ; \text{Condition vérifiée}$$

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

b. Sur appuis :

$$M_{ay} = 231.78kg.m = 2317.80N.m$$

$$\mu = \frac{M_{ay}}{bx d^2 x \sigma_{bc}} = \frac{2317.80}{100x(13.5)^2 x 14.20} = 0.0089 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{On a: } \mu = 0.0089 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2x0.0089}) = 0.0112$$

$$\beta = 1 - 0.4x\alpha = 1 - 0.4x0.0112 = 0.9955$$

La section d'acier:

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{2317.80}{0.9955x(13.5)x348} = 0.49cm^2 / ml$$

a.1. Position de l'axe neutre:

$$A_{tx} = 3.93cm^2 / ml ; A'_s = 0 ; \eta = 15 ; b = 100cm ; d = 13.5cm$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + \eta \cdot A'_s \cdot (y - d) - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y^2 - 15x3.93(13.5 - y) = 0 \Rightarrow 50 \cdot y^2 + 58.95y - 795.825 = 0 \rightarrow y = 3.44cm$$

a.2. Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = \frac{100}{3} \cdot (3.44)^3 + 15x3.93(13.5 - 3.44)^2 = 7322.87cm^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{sery}}{I} \cdot y = \frac{2317.80}{7322.87} x (3.44) = 1.09MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6x f_{c28} = 0.6x 25 = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = 1.09MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

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

4.11. Disposition du ferrailage :

11.1. Arrêt des barres :

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

On a:

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

$$L_s = 40\phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

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.

11.3. Arrêt des barres sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 228.89 \text{ kg.m} = 2288.90 \text{ N.m}$$

$$M_{0x} = M_{0y} = 457.78 \text{ kg.m} = 4577.80 \text{ N.m}$$

$$L_1 = \max \left(L_s; \frac{1}{4} \left(0.3 + \frac{M_a}{M_{0x}} \right) . L_x \right) = \max \left(40 \text{ cm}; \frac{1}{4} \left(0.3 + \frac{2288.90}{4577.80} \right) 260 \right) = \max(40 \text{ cm}; 52 \text{ cm}) = 52 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max \left(L_s; \frac{L_1}{2} \right) = \max \left(40 \text{ cm}; \frac{52}{2} \right) = \max(40 \text{ cm}; 26 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

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:

$$\frac{L_x}{10} = \frac{260}{10} = 26 \text{ cm}$$

11.5. Armatures finales

Suivant L_x :

$$A_{tx} = 3.93 \text{ cm} / \text{ml} \text{ Soit } 5\text{T}10/\text{ml}, \text{ avec: } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_{ax} = 3.93 \text{ cm} / \text{ml} \text{ Soit } 5\text{T}10/\text{ml}, \text{ avec: } S_t = 20 \text{ cm}$$

Suivant L_y :

$$A_{ty} = 3.93 \text{ cm} / \text{ml} \text{ Soit } 5\text{T}10/\text{ml}, \text{ avec: } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_{ay} = 3.93 \text{ cm} / \text{ml} \text{ Soit } 5\text{T}10/\text{ml}, \text{ avec: } S_t = 20 \text{ cm}$$

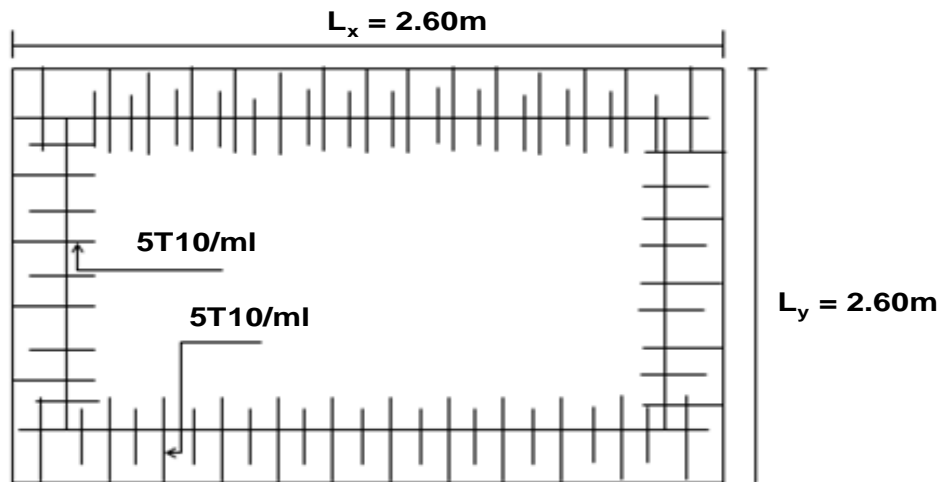


Figure IV.10: Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.

4.12. Voile de la cage d'ascenseur :

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

On adopte une épaisseur $e = 15cm$

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

$$A_{\min} = 0.1\% \cdot b \cdot h = 0.1\% \cdot 100 \cdot 15 = 1.5cm^2 / ml$$

Le voile est ferrillé en deux nappes avec 5T10/ml soit: $A_{\text{adop}} = 3.93cm / ml$; avec $S_t = 20cm$

IV.4.Les escaliers :

4.1. Définition :

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 :

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

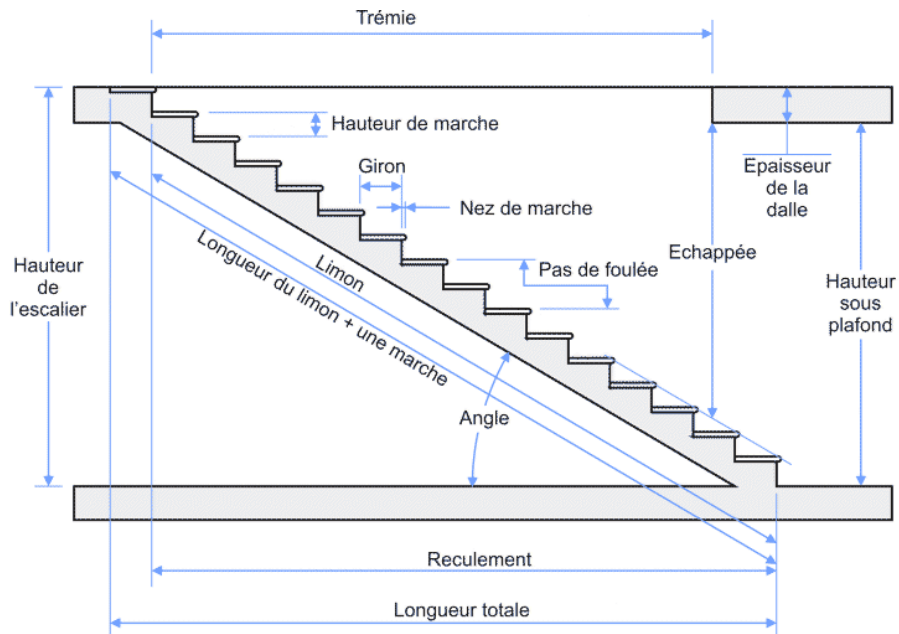


Figure IV.11 : Coupe descriptive d'un escalier.

4.2. Dimensionnement des marches et contre marches :

D'après (1), on a :

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

Donc d'après Blondel on a :

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

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

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

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 610n + 408 = 0$

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

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

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

On vérifie avec la formule de Blondel :

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

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

L'angle d'inclinaison est :

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

a) Epaisseur de la volée (e_v) :

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{240}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0,87} \rightarrow 9,19 \leq e_v \leq 13,79$$

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

b) Epaisseur du palier (e_p):

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

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

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

a) Volée :

Revêtement en carrelage horizontal (2 cm) : 2 X 0,20 = 0,40 kN/m²

Mortier de ciment horizontal (2 cm) : 2 X 0,20 = 0,40 kN/m²

Lit de sable (2 cm) : 2 X 0,18 = 0,36 kN/m²

Revêtement en carrelage vertical ($ep \times 0,20 \times \frac{h}{g}$) = 0,23 kN/m²

Mortier de ciment vertical ($ep \times 0,20 \times \frac{h}{g}$) (2 cm) : = 0,23 kN/m²

Poids propre de la paillasse ($e_v \times \frac{0,25}{\cos \alpha}$) : = 3,45 kN/m²

Poids propre des marches ($0,22 \times \frac{h}{2}$) : = 1,87 kN/m²

Garde-corps : = 0,10 kN/m²

Enduit en plâtre (2 cm) : = (2 X 0,10)/0,87 = 0,23 kN/m²

$$G = 7,27 \text{ kN/m}^2$$

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

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur : $\begin{cases} q_u = 13,56 \text{ kN/m}^2 \\ q_{ser} = 9,77 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$

b) Palier :

Revêtement en carrelage (2 cm) : 2 X 0,20 = 0,40 kN/m²

Mortier de ciment horizontal (2 cm) : 2 X 0,20 = 0,40 kN/m²

Lit de sable (2 cm) : 2 X 0,18 = 0,36 kN/m²

Enduit en plâtre (2 cm) : 2 X 0,10 = 0,20 kN/m²

Poids propre du palier ($ep \times 0,25$) : = 3,5 kN/m²

$$G = 4,86 \text{ kN/m}^2$$

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

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

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = 10,31 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1 = 7,36 \text{ kN/m}^2$$

4.4. Calculer du moment fléchissant et l'effort tranchant max à l'ELU et L'ELS :

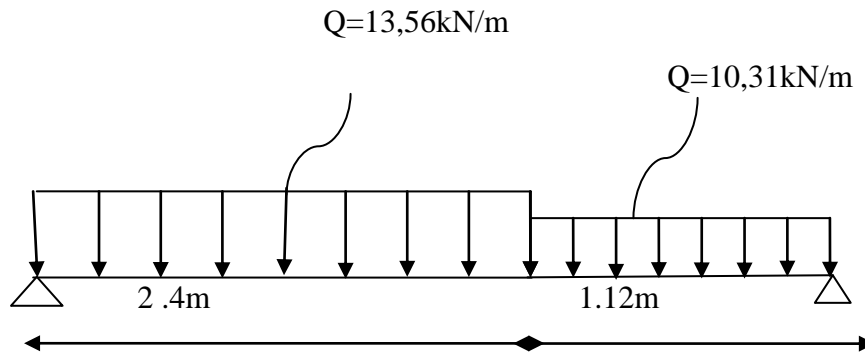


Figure IV.12 : Schéma statique d'un escalier

-Résultats obtenus :

ELU :

$$R_a = 23.29 \text{ kN}$$

$$R_b = 20.80 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = 23.29 \text{ kN}$$

$$M_{o_{\max}} = 16.85 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_o = 14.32 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0.4 M_o = 6.74 \text{ kN.m}$$

ELS :

$$R_a = 16.76 \text{ kN}$$

$$R_b = 14.93 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = 16.76 \text{ kN}$$

$$M_{o_{\max}} = 12.07 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_o = 10.26 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0.4 M_o = 4.83 \text{ kN.m}$$

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

$$\text{On a : } M_{\max} = 16.85 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 14.32 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40 \times M_{\max} = 6.74 \text{ kN.m}$$

4.5 Ferrailage de l'escalier :

a) En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 14.32 \text{ kN.m} ; h = 12 \text{ cm} ; d = 0,9h = 12,6 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{14.32 \times 10^3}{100 \times 10.8^2 \times 14,17} = 0,086 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,955$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14.32 \times 10^3}{0,955 \times 10.8 \times 348} = 3.99 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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 $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 6.74 \text{ kN.m} ; h = 14 \text{ cm} ; d = 0,9h = 12.6 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6.74 \times 10^3}{100 \times 12.6^2 \times 14,17} = 0,030 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,985$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.74 \times 10^3}{0,985 \times 12.6 \times 348} = 1.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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 $S_t = 25 \text{ cm}$

4.6 .Le vérifications :

a) Condition de non fragilité :

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

$A_s = 15,71 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; Condition vérifiée.

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

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{23.29 \times 10}{100 \times 12.6} = 0,18 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification au niveau des appuis :

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left((23.29 \times 10^{-3}) + \frac{6.74 \times 10^{-3}}{0,9 \times 12.6 \times 10^{-2}} \right) = 2.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.38 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

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

$$M_{t \max} = 12.07 \text{ kN.m} ; \text{Ontenue par RDM}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 10.26 \text{ kN.m}$$

$$M_{a\ ser} = 0,4 \times M_{t\ max} = 4.83\text{kN.m}$$

- **En travée :**

$$A_s = 5.65\text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 84.75y - 915.3 = 0 \rightarrow y = 4.86\text{ cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4.86^3}{3} + (15 \times 5.65)(10.8 - 4.86)^2 = 6816.66\text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10.26 \times 10^3}{6816.66} \times 4.86 = 7.31\text{ MPa}$$

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

$\sigma_b = 7.31\text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPa}$; Condition vérifiée

- **Sur appuis :**

$$A_s = 3.14\text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 47.1y - 593.46 = 0 \rightarrow y = 3.98\text{ cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3.98^3}{3} + (15 \times 3.14)(12.6 - 3.98)^2 = 5601.23\text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4.83 \times 10^3}{5601.23} \times 3.98 = 3.43\text{ MPa}$$

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

$\sigma_b = 3.43 < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPa}$; Condition vérifiée

4.6.2 Vérification de la flèche :

On doit vérifier 2 conditions :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{14}{240} = 0,058 > 0,033 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{5.65}{100 \times 12,6} \leq \frac{2}{400} \Leftrightarrow 0,0044 < 0,005 ; \text{Condition vérifiée.}$$

4.7 .Etude de la poutre palière :

4.7.1. Dimensionnement :

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{290}{15} \leq h \leq \frac{290}{10} \Rightarrow 19.33cm \leq h \leq 29 cm$$

On prend : $h = 30cm$ donc $d = 0,9h = 27 cm$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 8.1cm \leq b \leq 10.8 cm$$

On prend : $b = 30 cm$

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

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

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

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

4.7.2 Charges supportées par la poutre :

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

Poids du mur situé sur la poutre : $G_m = 9 \times 0,15 \times 1,53 = 2,07 kN/m$

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

$G_{\text{paillasse}}/2 = 7.27/2 = 3,64 kN/m$.

$G_{\text{palier}} = 4,86 kN/m$.

$$Q_u = (1,35 \times (2,25 + 2,07 + 3,64 + 4,86)) + (1,5 \times 2,50) = 21,06 kN/m$$

$$Q_{ser} = 2,25 + 2,07 + 2,50 + 8,5 = 15,32 kN/m$$

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

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{21,06 \times 2,90^2}{8} = 22,14 kN.m$$

$$M_t = 0,85M_0 = 18,82 kN.m$$

$$M_a = 0,40M_0 = 8,85 kN.m$$

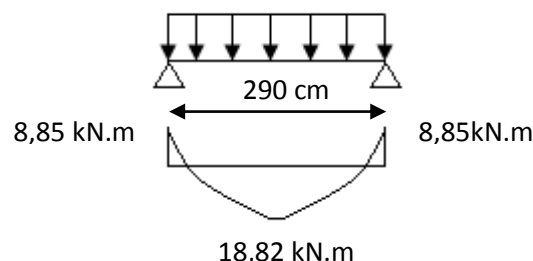


Figure IV. 13: Diagramme des moments que subit la poutre palière.

4.7.4 .Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On a : $b = 30 cm$; $h = 30 cm$; $d = 0,9h = 27 cm$

- En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 18,82 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{18,82 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,20} = 0,061 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,9685$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18,82 \times 10^3}{0,9685 \times 27 \times 348} = 2,07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T12 avec : $A_{adm} = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 8,85 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8,85 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,20} = 0,028 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,986$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,85 \times 10^3}{0,986 \times 27 \times 348} = 0,96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T12 avec : $A_{adm} = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

4.7.5. Les vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 2,07 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; Condition vérifiée.

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

$$Q_{ser} = 15,32 \text{ kN/m}$$

$$M_{ser} = 16,10 \text{ kN.m}$$

$$M_{t\ ser} = 0,85 \times M_{ser} = 13,02 \text{ kN.m}$$

$$M_{a\ ser} = 0,4 \times M_{ser} = 6,44 \text{ kN.m}$$

- En travée :

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

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 50,85y - 1372,95 = 0 \rightarrow y = 11,41 \text{ cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 11,41^3}{3} + (15 \times 3,39)(27 - 11,41)^2 = 27213,46 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{13,69 \times 10^3}{27213,46} \times 11,41 = 5,74 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_b = 5,74 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

- Sur appuis :

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

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 50,85y - 1372,95 = 0 \rightarrow y = 11,41 \text{ cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 11,41^3}{3} + (15 \times 3,39)(27 - 11,41)^2 = 27213,46 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6,44 \times 10^3}{27213,46} \times 11,41 = 2,70 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_b = 2,70 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

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

$$T_u = \frac{Ql}{2} = \frac{15,32 \times 2,9}{2} = 22,21 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \times 10 = \frac{22,21 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27} = 0,27 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,27 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

4.7.6. Ferrailage 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'espaceur :

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \min\{24,30 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

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

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

c) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,14; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,3 \times 30}{235} = 0,04 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,27 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,016 \text{ cm} \quad (2)$$

$$\text{On prend le max (1) et (2) } \begin{cases} A_t \geq 0,04S_t \\ \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} : \\ A_t \geq 0,60 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

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

d) L'ancrage des armatures tendues :

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

La longueur de scellement droit l_s :

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

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

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r\right) = 27 - (3 + 0,7 + 7,7) = 15,60 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 16,86 - 15,60}{1,87} = 9,05 \text{ cm}$$

e) Calcul de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{450} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,10 > 0,06; \text{ Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t \text{ ser}}}{10 \times M_{0 \text{ ser}}} \Rightarrow \frac{30}{290} > \frac{13,69}{10 \times 16,10} \Rightarrow 0,10 > 0,085; \text{ Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4,2f_e \Rightarrow \frac{3,39}{30 \times 27} \leq 4,2 \times 400 \Rightarrow 0,0042 < 1680; \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc il est inutile de calculer la flèche.

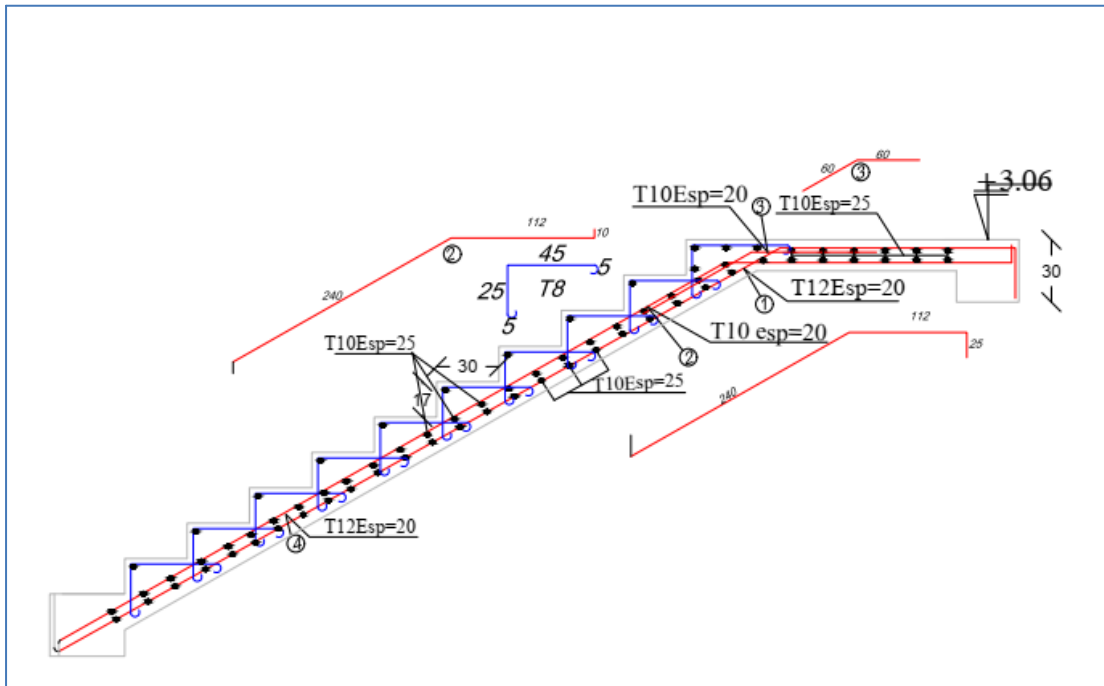


Figure IV.14 :ferrailage de l’escalier.