

#### IV.1- L'acrotère :

##### IV.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 a une charge qui la main courante. Le calcul se fait en la flexion composée.

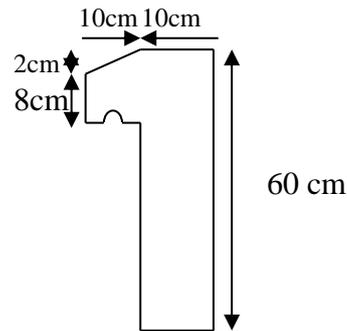
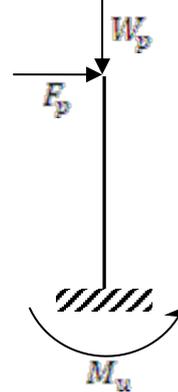


Fig. IV. 1 Acrotère



. Schéma statique

##### IV.1.2 Charges sollicitant l'acrotère :

###### IV.1.2.1 Charge permanente et charge d'exploitation :

###### Charge permanente :

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

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

$$G = 1,71 \text{ Kn/m}$$

###### Charge d'exploitation :

On prend en considération l'effet de la main courante

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

###### IV.1.2.2 Charge aux états limites :

###### E.L.U :

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

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

$$M_U = 1,5 Q h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,97 \text{ Kn.m}$$

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

**E.L.S :**

$$N_s = G = 1,71 \text{ KN}$$

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

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

**IV.1.2.3 Enrobage :**

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

**IV.1.2.4 Excentricité :**

$$e_p = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,9}{2,31} = 0,39 \text{ m}$$

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

$e_p$  : Epaisseur de l'acrotère.

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

**IV.1.3 Calcul du ferrailage (E.L.U.) :****IV.1.3.1 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :**

$$M_u = N_U \left[ e + \frac{h}{2} - c \right] = 2,31 \left[ 0,9 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 0,97 \text{ kN.m}$$

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

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,31) - 0,97 = -0,80 \text{ kN.m}$$

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

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

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

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

**IV.1.3.2 Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

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

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

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

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



**Pas d'armatures de compression.**

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

**IV.1.3.3 Calcule de la section d'armatures en :**

**Flexion simple :**

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

**Flexion composée :**

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

**IV.1.3.4 Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :**

**Les armatures principales :**

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

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

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

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

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

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

On adopte  $5\Phi 6$  p.m.;  $A_s = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

**Armature de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,41}{4} = 0,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :  $A_s = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; Soit :  $5\Phi 6$  p.m.

**IV.1.4 Les vérifications :**

**IV.1.4.1 Vérification des contraintes (E.L.S.) :**

**Moment de service :**



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

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow \frac{100}{2}y^2 + 21,15y - 190,35 = 0 \rightarrow y = 1,75 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,75^3}{3} + (15 \times 1,41 \times (9 - 1,75)^2) = 1290,34 \text{ cm}^4$$

**IV.1.4.2 Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{650}{1290,34} \times 1,75 = 0,88 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0,88 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

**IV.1.4.3 Détermination des contraintes dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$  :**

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

Avec :

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{650}{1290,34} \times (9 - 1,75) = 54,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 54,78 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

**IV.1.4.4 Contrainte de cisaillement :**

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

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

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

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

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

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



#### IV.1.4.5 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 :**

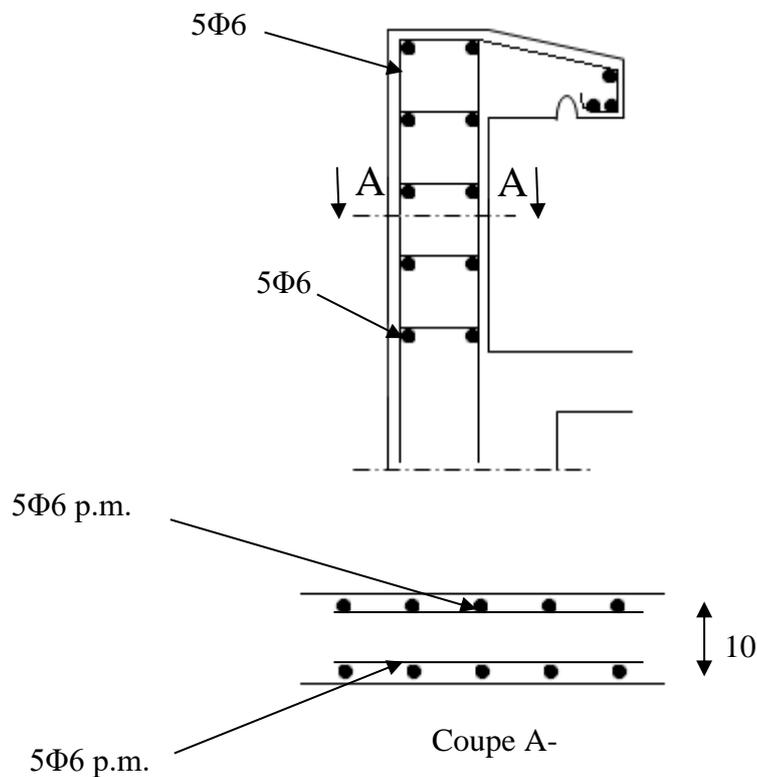
A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,15

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

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

$F_p$  : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

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

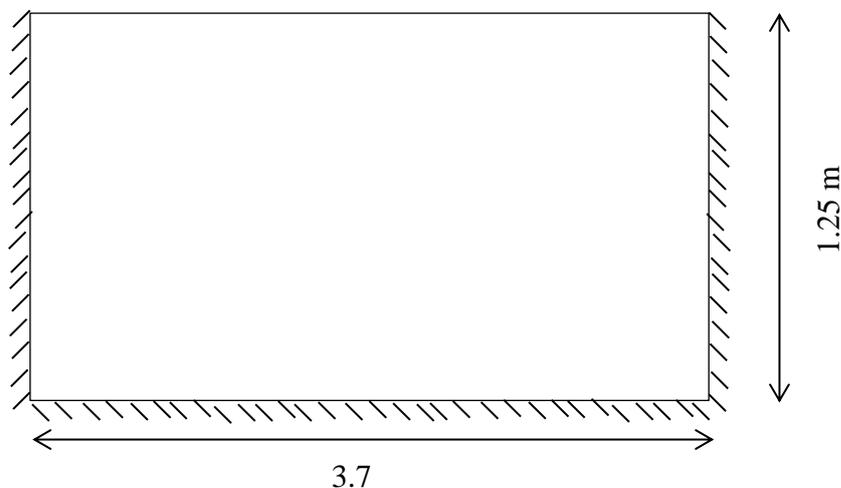


**Fig. IV. 2 Ferrailage de l'acrotère.**



## 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.



### IV.2.1 Balcon étages courants :

#### IV.2.1.1 Les charges et des sollicitations :

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

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

#### Charge surfacique et linéaire :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,25) + (1,5 \times 3,5) = 12,33 \text{ kN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique}$$

$$Q_u = 12,33 \times 1 \text{ m} = 12,33 \text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire}$$

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

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

#### Poids propre du mur :

La porte à faux supporte la charge d'un mur en brique à double cloison de 3.06 m de hauteur..

$$P_{mur} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 1.56 \text{ kN}$$

$$D'où : P_u \text{ mur} = 1,35P_{mur} = 1,35 \times 1.56 = 2.106 \text{ kN}$$



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

$$P_{enduit} = \delta \times b \times h \times 1 m = 18 \times 0.02 \times 1.2 \times 1 m = 0.432 kN$$

$$D'où : P_{u\ enduit} = 1,35P_{enduit} = 1,35 \times 0.432 = 0.583 kN$$

**Charges totales :**

$$P_u = P_{u\ mur} + P_{u\ enduit} = 2.106 + 0.583 = 2.689 kN$$

$$P_{ser} = P_{mur} + P_{enduit} = 1.56 + 0.432 = 1.992 kN$$

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

$$M_x = \frac{Pl_x^2}{8} \times \left(ly - \frac{lx}{2}\right) + Plx^3 = \frac{2.68 \times 1.25^2}{8} \times \left(3.7 - \frac{1.25}{2}\right) + \frac{2.68 \times 1.25^3}{48}$$

$$= 7.9 kN.m$$

$$M_y = \frac{Pl_x^2}{24} = \frac{2.68 \times 1.25^3}{24} = 1.003 kN.m$$

**IV.2.2 Ferrailage :**

**IV.2.2.1 sens x :**

**En travée :**

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

$$M_{ix} = 6.72 kN.m$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6.72 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,026 < \mu_r = 0,392$$

Donc : A' n'existe pas et  $\beta = 0,986$

$$A_{cal} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.72 \times 10^3}{0,986 \times 13,50 \times 348} = 1.45 cm^2$$

On adopte **4T10** et  $A_{adpt} = 3.14 cm^2$  et  $S_t = 25 cm$

**sur appuis :**

$$M_{ax} = 3.95 kN.m$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3.95 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,015 < \mu_r = 0,392$$

Donc : A' n'existe pas et  $\beta = 0,9923$

$$A_{cal} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.95 \times 10^3}{0,9923 \times 13,50 \times 348} = 0.85 cm^2$$



On adopte **4T10** et  $A_{adpt} = 3.14 \text{ cm}^2$  et  $S_t = 25 \text{ cm}$

#### IV.2.2.2 sens y :

En travée :

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

$$M_{ty} = 0.852 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0.852 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,003 < \mu_r = 0,392$$

Donc : A' n'existe pas et  $\beta = 0,998$

$$A_{cal} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.72 \times 10^3}{0,986 \times 13,50 \times 348} = 0.18 \text{ cm}^2$$

On adopte **3T10** et  $A_{adpt} = 2.36 \text{ cm}^2$  et  $S_t = 33.33 \text{ cm}$

#### IV.2.3 Vérifications :

##### IV.2.3.1 Condition de non fragilité :

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

$$A_{adpt} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

##### IV.2.3.2 Contrainte de cisaillement :

$$T = Q_u \times l + P_u = (12.33 \times 1.25) + 2.689 = 18.1 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{18.10 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,13 \text{ MPa} \quad \bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

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

$$1) \tau_u = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

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

##### IV.2.3.3 Contraintes d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{18.10 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 4 \times 4,4 \times 10^2} = 0.846 \text{ MPa}$$

Avec :

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

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendues ;

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



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

$\psi_s$  : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

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

$$\tau_{se} = 1,27 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

#### IV.2.3.4 La vérification des contraintes à l'E.L.S. :

$$Q_{ser} = 8.75 \text{ kn.m}$$

$$M_{ser} = 5.61 \text{ kn.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 47.1y - 635.857 = 0 \rightarrow y = 3.1 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3.1^3}{3} + ((15 \times 3.14)(13,50 - 3.1)^2) = 6087.36 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{5.61 \times 10^3}{6087.36} \times 3.1 = 2.85 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 285 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :

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

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

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{5.61 \times 10^3}{10447.17} \times (13,50 - 3.1) = 83.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 83.77 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 202 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

#### IV.2.3.5 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 :**

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

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

$$Y_2 = h - Y_G = 7,53 \text{ cm}$$

**Calcul du moment d'inertie :**

$$\begin{aligned} I &= \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2 \\ &= \frac{100 \times 7,68^3}{3} + \frac{100 \times 7,53^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,50 - 7,68)^2) = 30926,81 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

**Calcul de la flèche :**

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[ \frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,25^3 \times 10^2}{30926,81 \times 10^{-5} \times 32161,19} \times \left[ \frac{12,33 \times 1,25}{8} \times \frac{1,992}{3} \right] = 0,05 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{125}{250} = 0,5 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,05 \text{ cm} < F_{adm} = 0,5 \text{ cm} ; \text{Condition vérifié}$$

**IV.2.4 Disposition du ferrailage :**

**a) Arrêt des barres :**

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

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

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = 400 \times 1/4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1) = 35 \text{ cm}.$$

**b) Cas des charges uniformes :**

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

**c) Arrêt des barres sur appuis :**

$$L_1 = \max \left( L_s ; \frac{1}{4} \left( 0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}} \right) L_x \right) = \max (35 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

$$L_1 = 35 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max \left( L_s ; \frac{L_1}{2} \right) = \max (35 \text{ cm} ; 17,5 \text{ cm})$$

$$L_2 = 35 \text{ cm}$$

#### d) Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$L_x/10 = 125/10 = 12.5 \text{ cm}$$

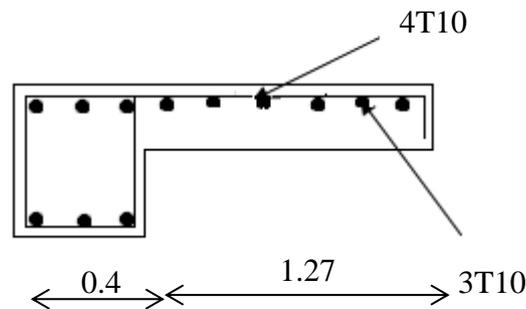
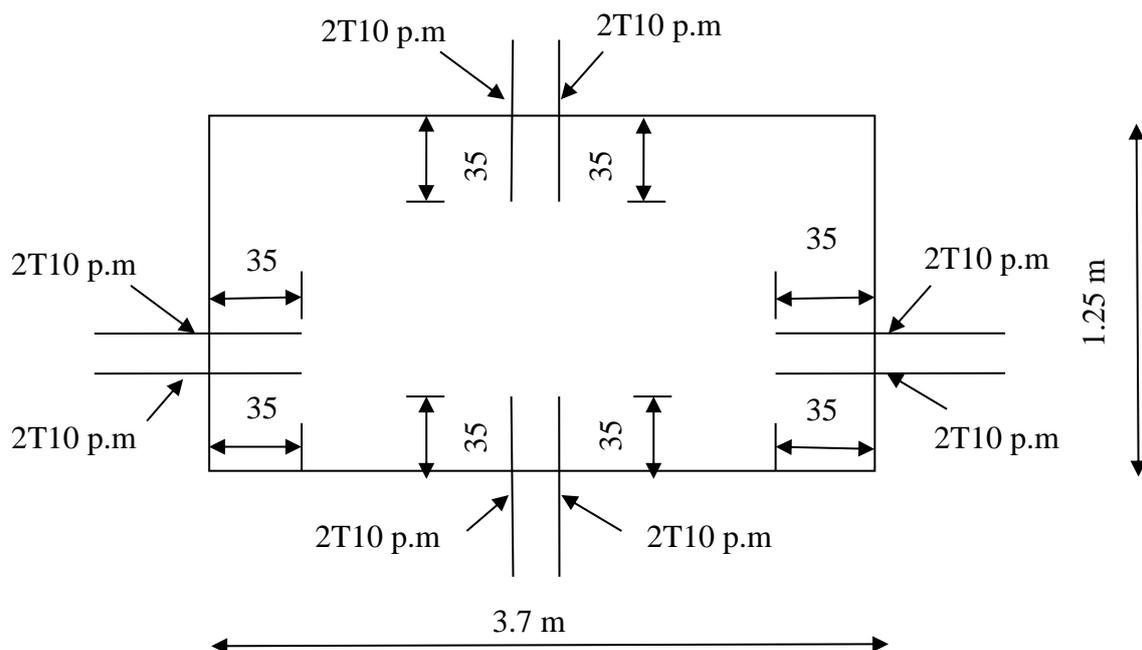
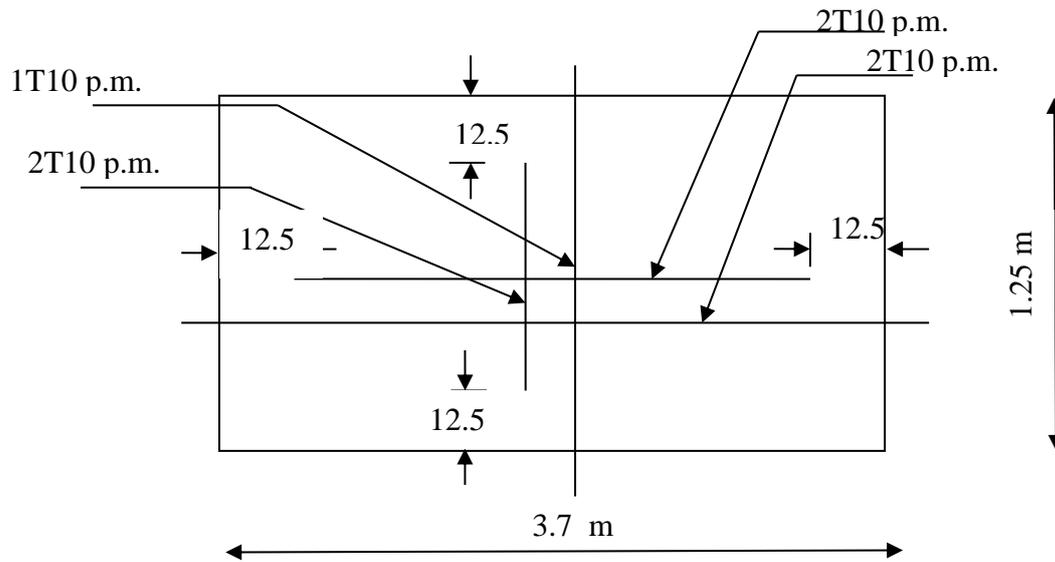


Fig. IV. 3 schéma de ferrailage du balcon





**Fig. IV. 4** ferrailage de la dalle balcon

### IV.3- Les escaliers :

#### IV.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.

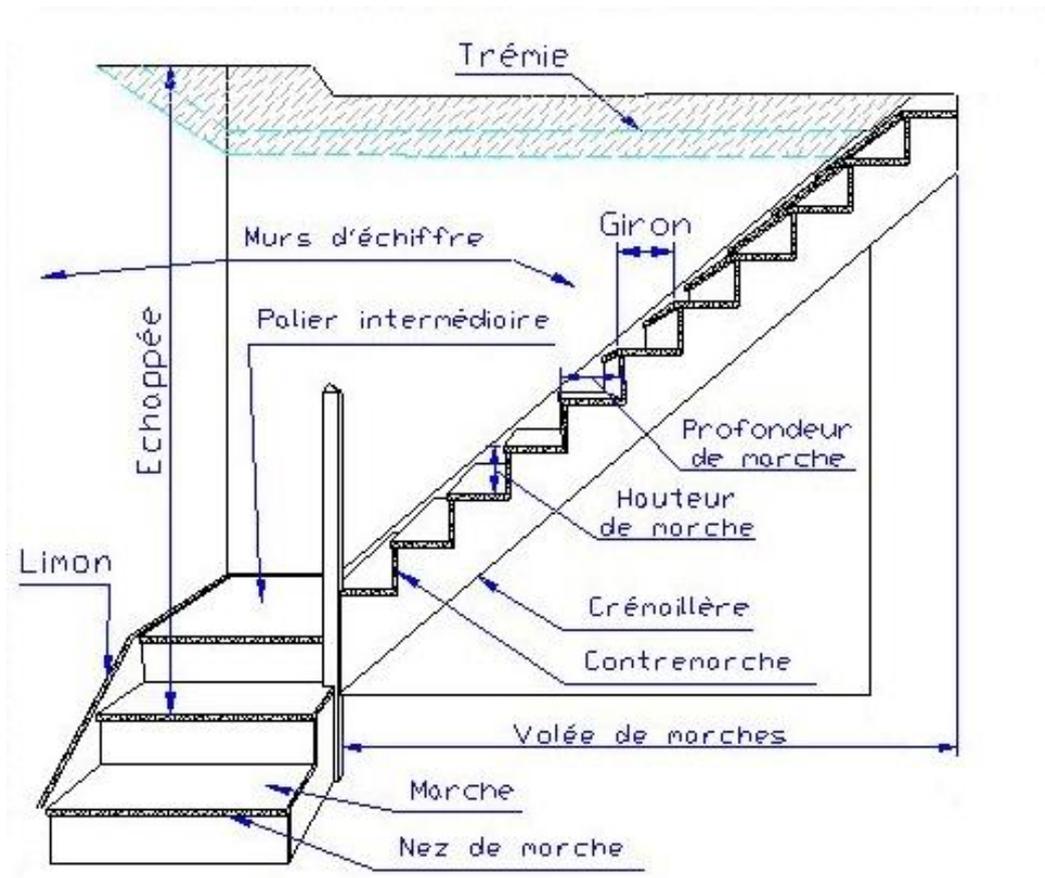


Fig. IV. 5 Schéma descriptif d'un escalier



- Escalier a 2 volées se trouve au niveau du RDC jusqu'à la Terrasse :

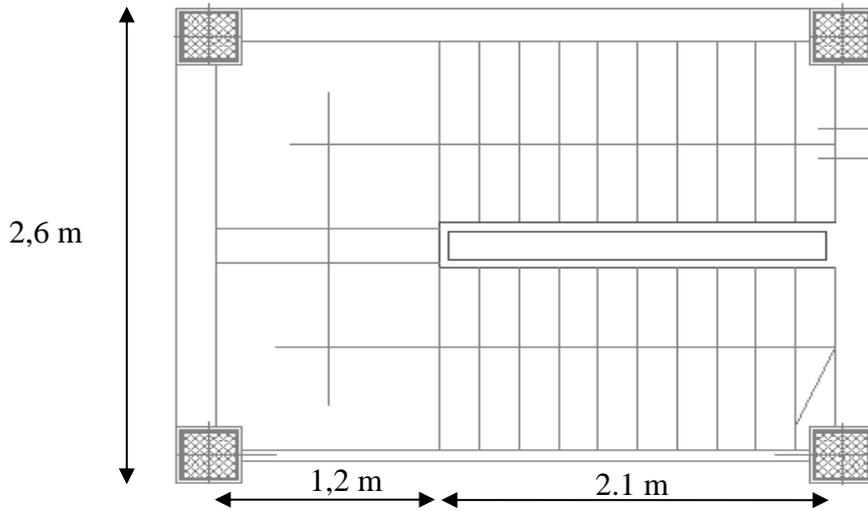


Fig. IV. 6 Vus en plan de l'escalier

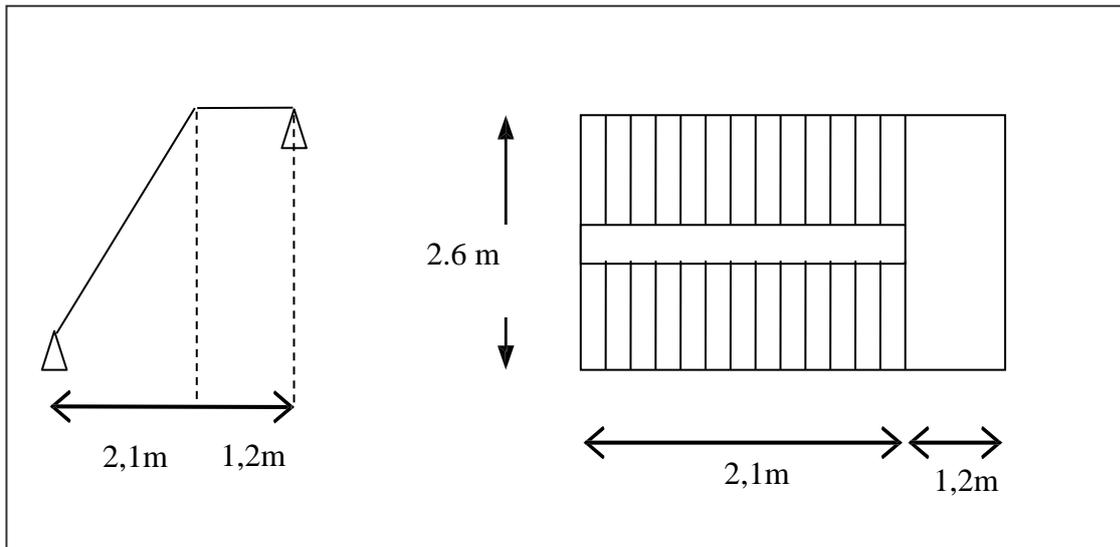


Fig. IV. 7 Schéma statique



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

### Formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

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

g : La largeur de la marche.

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

### IV.3.2 Dimensionnement des marches et contre marches :

D'après BLONDEL on a :  $\frac{L}{(n-1)} + 2 \cdot \frac{H}{n} = m$

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

Avec :  $m=64$  et  $H=306/2=153\text{cm}$  et  $l=210\text{cm}$

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

La solution de l'équation est :  $n=9$  contre marches.

Donc les membres de marche  $n-1=8$  marches.

Puis:  $h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17\text{cm}$

$2h + g = 64$  donc :  $g = 30\text{cm}$

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

$2 * 17 + 30 = 64$  et  $59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{cm}$

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

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

#### IV.3.2.1 Epaisseur de la paillasse (ev):

$$\frac{l}{30} \leq e_p \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{210}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{210}{20 \times 0,87}$$



→  $8,04 \leq e_v \leq 12,06$  en prend:  $e_v = 12 \text{ cm}$

#### IV.3.2.2 Epaisseur de palier (ep):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,71 \text{ cm}; \quad \text{en prend } e_p = 14 \text{ cm}$$

#### IV.3.3 Descente de charges

##### IV.3.3.1 Volée :

Désignation	Ep (m)	densité $\text{KN}/\text{m}^3$	poids $\text{KN}/\text{m}^2$
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
Revêtement en carrelage vertical $e_p \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,23
Poids propre de la paillasse $e_p \times 25 / \cos \alpha$	0,14	25,00	4,02
Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	22,00	1,87
Garde- corps	/	/	0,10
Enduit en plâtre $e_p / \cos \alpha$	0,02	10,00	0,23

Tab. IV. 1 Descente de charge (volée)

Charge permanente :  $G=7,61 \text{ KN}/\text{m}^2$ .

Surcharge d'exploitation :  $Q=2,5 \text{ KN}/\text{m}^2$ .

$$q_{\text{u vol}} = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \cdot 1 \text{ m} = 14,02 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{\text{ser vol}} = (G+Q) \cdot 1 \text{ m} = 10,11 \text{ KN/ml.}$$



## IV.3.3.2 Palier :

Désignation	ep (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids KN/m <sup>2</sup>
Poids propre du palier ep × 25	0,14	25,00	3,5
Revêtement en carrelage	0,02	20,00	0,40
Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
enduit de plâtre	0,02	10,00	0,2

Tab. IV . 2 Descente de charge (palier)

Charge permanente :  $G=4,86 \text{ KN/m}^2$ .

Surcharge d'exploitation :  $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$ .

$q_{upal} = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) \cdot 1\text{m} = 10,31 \text{ KN/ml}$ .

$q_{serpal} = (G+Q) \cdot 1\text{m} = 7,36 \text{ KM/ml}$ .

## IV.3.4 Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :

$$\frac{q_{paillasse} - q_{palier}}{q_{palier}} = \frac{14,02 - 10,31}{10,31} = 0,36 > 10 \%$$

On garde le schéma statique réel.

## IV.3.4.1 Les réactions d'appuis :

$$R_b = \frac{(10,31 * 1,2 * 0,6) + \left(14,02 * 2,1 * \left(\frac{2,1}{2} + 1,2\right)\right)}{3,3} = 22,32 \text{ Kn}$$

$$R_a = \frac{(14,02 * 2,1 * 1,05) + \left(10,31 * 1,2 * \left(\frac{1,2}{2} + 2,1\right)\right)}{3,3} = 19,49 \text{ Kn}$$

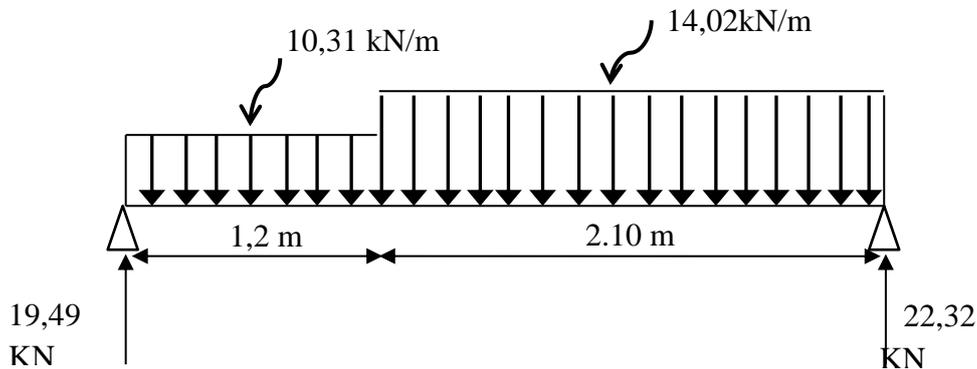


Fig. IV . 8 Schéma statique de l'escalier

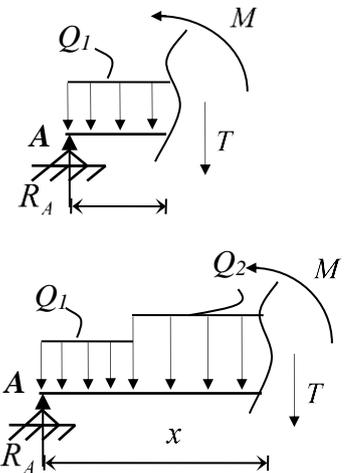
## IV.3.4.2 Effort tranchant et moment fléchissant

- $0 \leq x \leq 1.2$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_1 x \\ M(x) = R_A x - q_1 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

- $1.2 \leq x \leq 3.3$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1.2q_1 - q_2(x-1.2) \\ M(x) = R_A x - 1.15 \left( x - \frac{1.2}{2} \right) q_1 - \frac{(x-1.2)^2}{2} q_2 \end{cases}$$



## IV.3.4.3 Moment fléchissant max :

$$M(x) = 19,49 * x - 10,31 \times 1,2 \times \left( x - \frac{1,2}{2} \right) - 14,02 \times \left( \frac{(x-1,2)^2}{2} \right)$$

## Position du moment max :

$$\frac{dM}{dx} = \frac{d \left[ 19,49 * x - 10,31 \times 1,2 \times \left( x - \frac{1,2}{2} \right) - 14,02 \times \left( \frac{(x-1,2)^2}{2} \right) \right]}{dx}$$

$$\rightarrow x = 1,7 \text{ m}$$



Donc :

$$M_{max}(1,7) = 19,49 * 1,7 - 10,31 \times 1,2 \times \left(1,7 - \frac{1,2}{2}\right) - 14,02 \times \left(\frac{(1,7 - 1,2)^2}{2}\right)$$

$$M_{max} = 17,77 \text{ kn. m}$$

#### IV.3.4.4 Diagrammes M et T : 10,31 kN/m

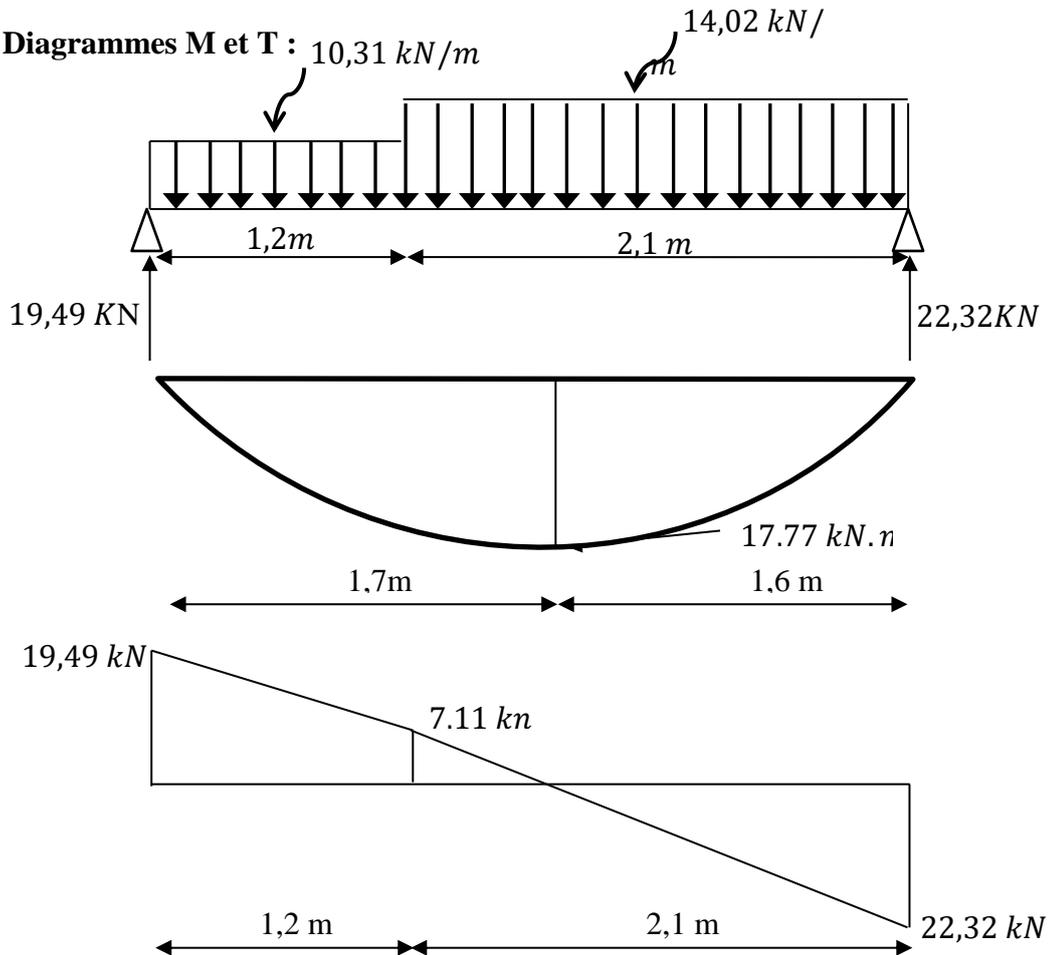


Fig. IV . 9 Diagrammes Moments et efforts tranchant (M,T) de l'escalier

#### IV.3.5 Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U :

$$\text{On a : } M_{max} = 17,77 \text{ kN. m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{max} = 15,10 \text{ kN. m}$$

$$M_a = 0,40 \times M_{max} = 7,10 \text{ kN. m}$$



$x$ (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	$T_{max}$ (KN)	$M_{max}$ (KN.m)	Moment sur appuis ( $M_a=0.4M_0$ )	Moment en travée ( $M_t=0.8M_0$ )
0	19,49	19,49	0	22,32	17,77	7,10	15,10
1,2	-	7,11	15,96				
1,7	-	0	17,77				
3,3	22,32	-22,32	0				

Tab. IV. 3 Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.U)

#### IV.3.6 Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.S :

On garde le schéma statique réel.

##### IV.3.6.1 Les réactions d'appuis :

$$R_b = \frac{(7,36 * 1,2 * 0,6) + \left(10,11 * 2,1 * \left(\frac{2,1}{2} + 1,2\right)\right)}{3,3} = 16,08 \text{Kn}$$

$$R_a = \frac{(10,11 * 2,1 * 1,05) + \left(7,36 * 1,2 * \left(\frac{1,2}{2} + 2,1\right)\right)}{3,3} = 13,98 \text{ Kn}$$

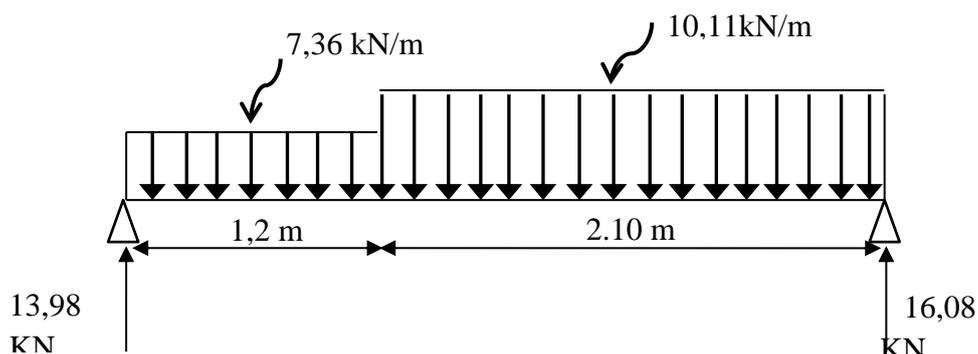


Fig. IV. 10 Schéma statique de l'escalier



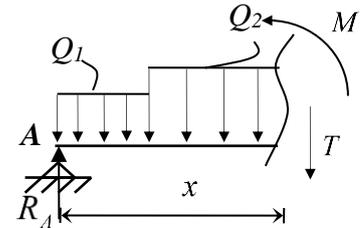
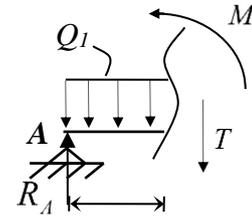
### IV.3.6.2 Effort tranchant et moment fléchissant

- $0 \leq x \leq 1.2$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_1 x \\ M(x) = R_A x - q_1 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

- $1.2 \leq x \leq 3.3$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1.2q_1 - q_2(x-1.2) \\ M(x) = R_A x - 1.2 \left( x - \frac{1.2}{2} \right) q_1 - \frac{(x-1.2)^2}{2} q_2 \end{cases}$$



**Moment fléchissant max :**

$$M(x) = 13,98 * x - 7,36 \times 1,2 \times \left( x - \frac{1,2}{2} \right) - 10,11 \times \left( \frac{(x-1,2)^2}{2} \right)$$

**Position du moment max :**

$$\frac{dM}{dx} = \frac{d \left[ 13,98 * x - 7,36 \times 1,2 \times \left( x - \frac{1,2}{2} \right) - 10,11 \times \left( \frac{(x-1,2)^2}{2} \right) \right]}{dx}$$

$$\rightarrow x = 1,7 \text{ m}$$

Donc :

$$M_{max}(1,7) = 13,98 * 1,7 - 7,36 \times 1,2 \times \left( 1,7 - \frac{1,2}{2} \right) - 10,11 \times \left( \frac{(1,7-1,2)^2}{2} \right)$$

$$M_{max} = 12,78 \text{ KNm}$$



## IV.3.6.3 Diagrammes M et T

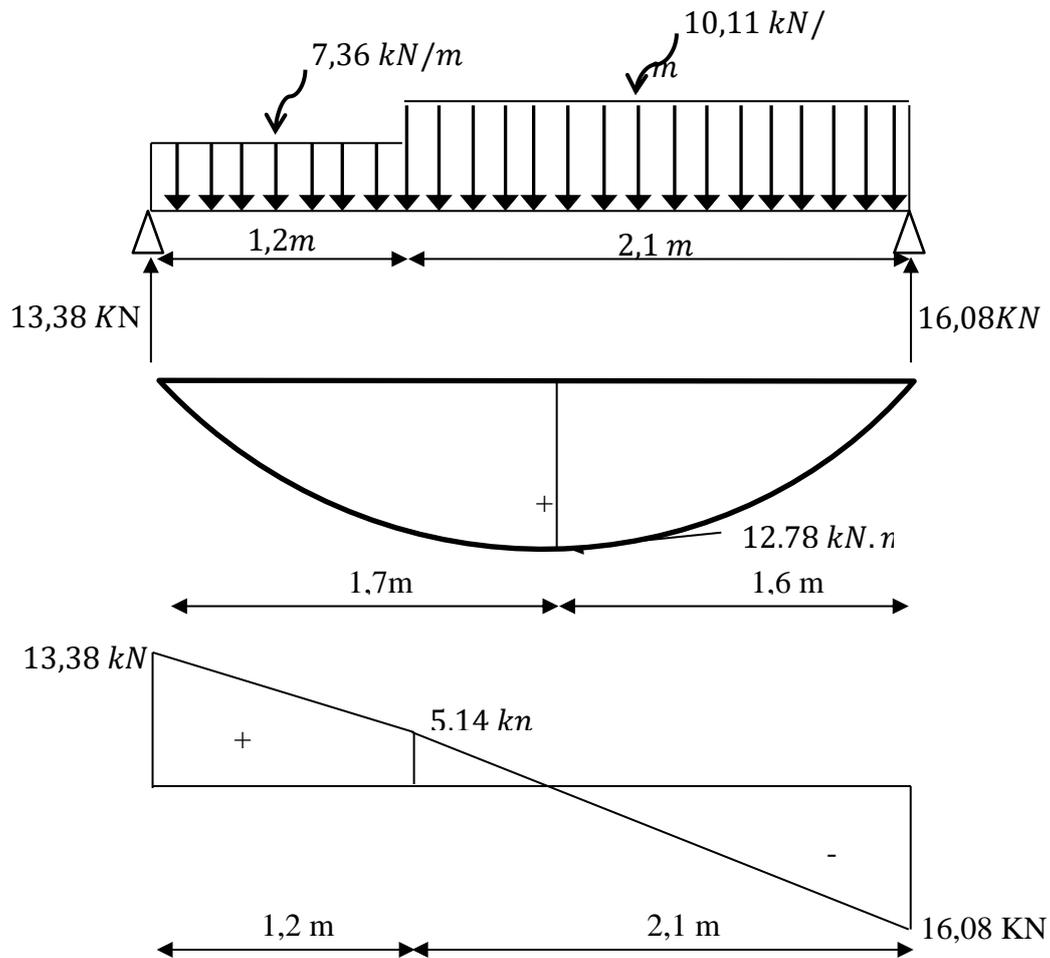


Fig. IV. 11 Diagrammes Moments et efforts tranchant (M,T) de l'escalier

## IV.3.6.4 Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.S :

$$\text{On a : } M_{max} = 12,78 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{max} = 10,86 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40 \times M_{max} = 5,11 \text{ kN.m}$$



$x$ (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	$T_{max}$ (KN)	$M_{max}$ (KN.m)	Moment sur appuis ( $M_a=0.4M_0$ )	Moment en travée ( $M_t=0.8M_0$ )
0	13,98	13.38	0	16.08	12.78	10.86	5.11
1,2	-	5.14	10.06				
1,7	-	0	12.78				
3,3	16,08	16.08	0				

Tab. IV. 4 Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.S)

### IV.3.7 Ferrailage de l'escalier :

#### IV.3.7.1 En travée paillasse :

Le moment ultime :

$$M_t = 15,10 \text{ kN.m} ; h = 12 \text{ cm} ; d = 0,9h = 10.8 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{15,10 \times 10^3}{100 \times 10.8^2 \times 14,17} = 0,09 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,118$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,95$$

On a :  $\beta = 0,95$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15.1 \times 10^3}{0,95 \times 10.8 \times 348} = 4.22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4T12** avec :  $A_{adm} = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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



### IV.3.7.2 Sur appuis palier :

$$M_a = 7,10 \text{ kN.m} ; h = 14 \text{ cm} ; d = 0,9h = 12,6 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7.1 \times 10^3}{100 \times 12.6^2 \times 14,17} = 0,03 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

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

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.1 \times 10^3}{0,976 \times 12.6 \times 348} = 1.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4T10** avec :  $A_{adm} = 3.12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 0.825 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4T8** avec :  $A_{adm} = 4.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_t = 25 \text{ cm}$

### IV.3.8 Vérifications ;

#### IV.3.8.1 Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 10.8 \times 2,1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.51 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min}$$

$A_{min} = 1.3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ; **Condition vérifiée.**

#### IV.3.8.2 Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{22.32 \times 10}{100 \times 10.8} = 0,177 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,177 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

#### IV.3.8.3 Vérification au niveau des appuis :

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left( T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left( (22.32) + \frac{7.1 \times 10^2}{0,9 \times 12.6} \right) = 2.44 \text{ cm}^2$$

$A_{adm} = 3.12 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.44 \text{ cm}^2$  ; **Condition vérifiée**



#### IV.3.8.4 Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$M_{t\ max} = 10.86\ kN, m$  ; déterminé par méthode des coupures (RDM)

$$M_{t\ ser} = 0,85 \times M_{t\ max} = 9.23\ kN, m$$

$$M_{a\ ser} = 0,4 \times M_{t\ max} = 4.34\ kN, m$$

**En travée :**

$$A_s = 4.52\ cm^2 / ml$$

**Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 67.8y - 732.24 = 0 \rightarrow y = 3.19\ cm$$

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

**Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3.19^3}{3} + (15 \times 4.52)(10.8 - 3.19)^2 = 5008.49\ cm^4$$

**Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10.86 \times 10^3}{5008.49} \times 3.19 = 6.92\ MPa$$

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

$$\sigma_b = 6.92 < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa \dots\dots\dots, \text{Condition vérifiée}$$

**Sur appuis :**

$$A_s = 3.12\ cm^2 / ml$$

**Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 46.8y - 589.68 = 0 \rightarrow y = 2.99\ cm$$

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

**Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 2.99^3}{3} + (15 \times 3.12)(12.6 - 2.99)^2 = 5213.10\ cm^4$$

**Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**



$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5.11 \times 10^3}{5213.1} \times 2.99 = 2.93 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 2.93 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

#### IV.3.8.5 Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{14}{330} = 0,04 > 0,0333 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b}, d \geq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,00503 > 0,005 \text{ Condition vérifiée,}$$

Il n'est nécessaire de calculer la flèche

#### IV.3.9 Etude de la poutre palière :

##### IV.3.9.1 Dimensionnement :

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow \frac{260}{15} \leq h \leq \frac{260}{10} \Leftrightarrow 17.33 \text{ cm} \leq h \leq 26 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 35 \text{ cm}$  donc  $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Leftrightarrow 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,6 \text{ cm}$$

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

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

$$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée ;}$$

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

$$\frac{h}{b} = 1,16 < 4 ; \text{Condition vérifiée,}$$

##### IV.3.9.2 Charges supportées par la poutre :

$$\text{Poids propre de la poutre : } G_p = 0,35 \times 0,30 \times 25 = 2,62 \text{ kN/m}$$

Poids du mur situé sur la poutre (enduit y compris) (25 cm):  $G_m = 3,06 \times 2,00 = 6,12 \text{ kN/m}$

Réaction du palier :  $R_b(Elu) = 22.32 \text{ kN/ml}$

$$Q_u = (1,35 \times (2,65 + 6,12)) + 22.32 = 34.119 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ser} = 2,62 + 6,12 + 16.08 = 24.82 \text{ kN/m}$$

#### IV.3.9.3 Calcul des sollicitations à l'E.L.U :

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{34.119 \times 2.6^2}{8} = 28.83 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 24.50 \text{ kN.m}, M_a = 0,40M_0 = 11.53 \text{ kN.m}$$

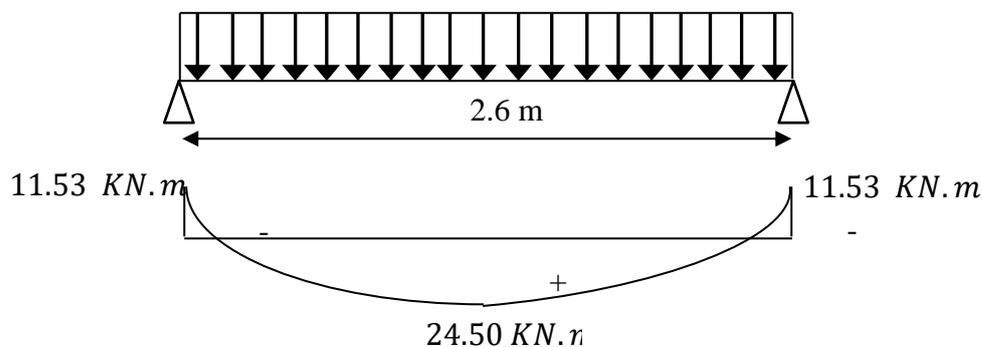


Fig. IV. 12 Schéma statique de la poutre palière de l'escalier

#### IV.3.9.4 Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On a :  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $h = 35 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$

En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 24.50 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{24.50 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0.058 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0.970$



La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{24.50 \times 10^3}{0.970 \times 31,5 \times 348} = 2.31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix **3T10** avec :  $A_{adm} = 2.36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 11.53 \text{ kN}, m$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11.53 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0.027 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0.986$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18.57 \times 10^3}{0.986 \times 31,5 \times 348} = 1.07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

-On prend comme choix **3T10** avec :  $A_{adm} = 2.36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$



#### IV.3.9.5 Les vérifications :

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité (travée)	$A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2$	$A = 2.36 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ <b>Condition vérifiée</b>
Condition de non fragilité (appui)	$A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2$	$A = 2.36 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ <b>Condition vérifiée</b>
Vérification des contraintes à L'ELS (travée)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 4,6 < \bar{\sigma}_{bc}$ <b>Condition vérifiée</b>
Vérification des contraintes à L'ELS (appui)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 2,16 < \bar{\sigma}_{bc}$ <b>Condition vérifiée</b>
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d}$ $= \min(0,13f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u$	$\tau_u = 0.7 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$ <b>Condition vérifiée</b>

#### IV.3.9.6 Ferrailage des armatures transversales :

Détermination du diamètre des armatures transversal :

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

L'espacement :

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

$$= \min \{ 28,35 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R,P,A 99/2003 :

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

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



La longueur de scellement droit  $l_s$  :

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

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

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

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

$$= 31,5 - (3 + 0,7 + 7,7) = 20,1 \text{ cm}$$

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

$$= \frac{49,38 - 16,86 - 20,1}{1,87} = 6,62 \text{ cm}$$

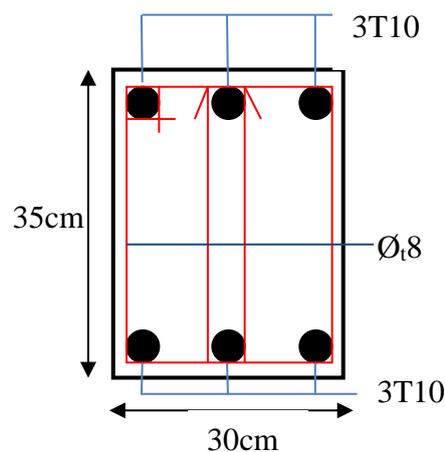
IV.3.9.7 Calcul de la flèche :

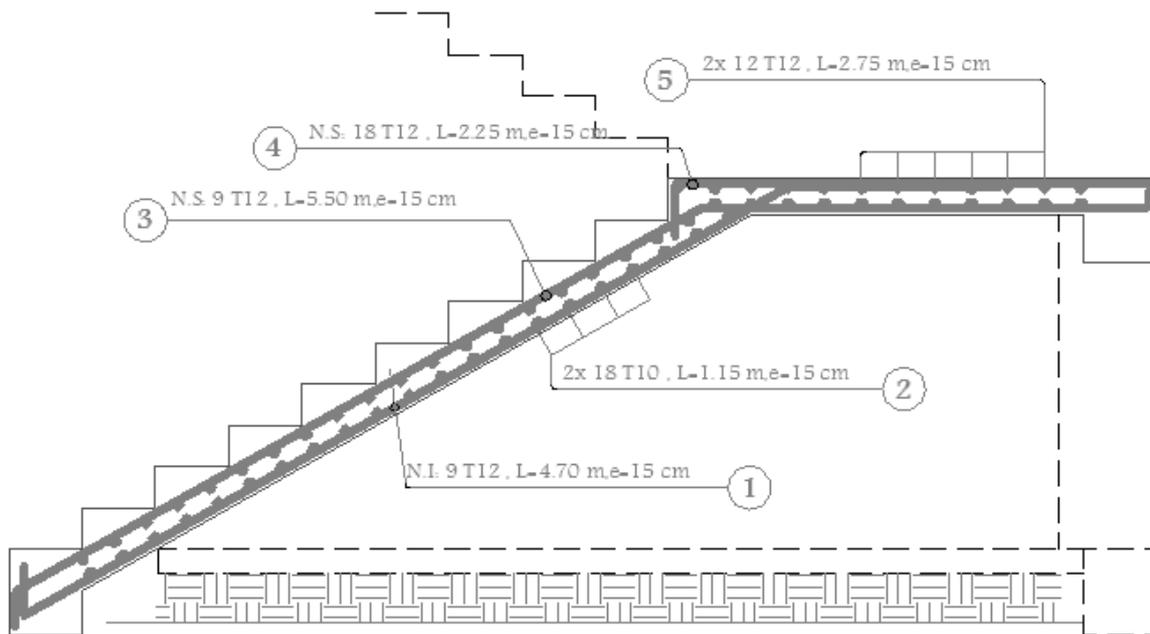
$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{260} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,134 > 0,06 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t_{ser}}}{10 \times M_{0_{ser}}} \Rightarrow \frac{35}{320} > \frac{17,82}{10 \times 20,97} \Rightarrow 0,134 > 0,084 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4,2/f_e \Rightarrow \frac{2,36}{30 \times 31,5} \leq 4,2/400 \Rightarrow 0,00249 < 0,0105 ; \text{Condition vérifiée,}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.





**Fig. IV. 13 Ferrailage de l'escalier  
et de la poutre palière.**



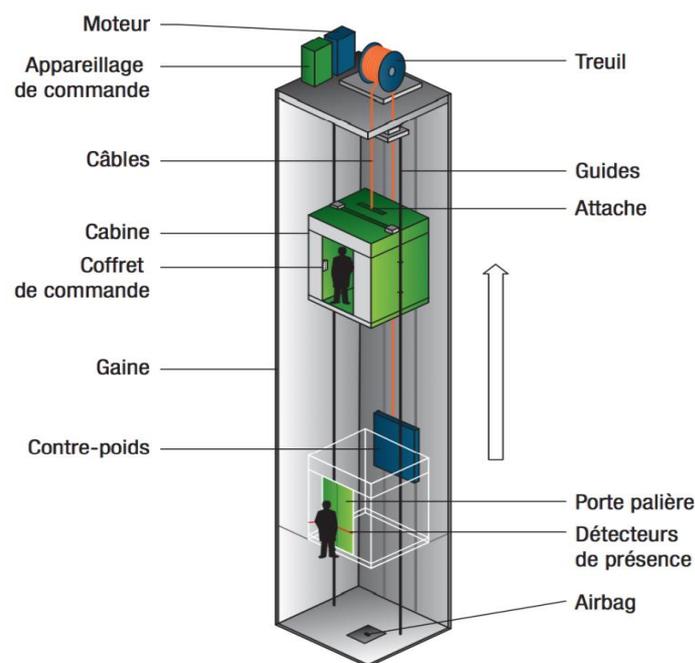
## IV.4- Cage d'ascenseur

### IV.4.1 Définition :

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

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

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



**Fig. IV . 14 Schéma d'un ascenseur.**

### IV.4.2 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 contre poids tel que :  $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$ .

D'après la norme (NFP75-2), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m<sup>2</sup>. Ses dimensions selon (NFP82-22).

Largeur de la cabine : 1,30 m

Langueur de la cabine : 1,5 m

Hauteur : 2,2 m

La largeur de passage libre : 0,8 m

La hauteur de passage libre : 2,00 m

La hauteur de la course : 25,5 m

La surface latérale :  $S = ((2 \times 1,5) + 1,3) \times 2,2 = 9,02 \text{ m}^2$ .

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

Poids de la cabine :	$M_1 = 11,5 \times 9,02 \times 2 = 207,46 \text{ kg}$
Poids du plancher :	$M_2 = M_0 \times S = 110 \times 4,4 = 484 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M_3 = M_{01} \times S = 20 \times 4,4 = \text{kg}$
Poids de l'arcade :	$M_4 = 60 + (80 \times 2) = 220 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M_5 = 50 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M_6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de moulage :	$M_7 = 2 \times 30 = \text{kg}$
Poids de la porte de la cabine : $S = 0,2 \times 0,8 = 1,6 \text{ m}^2$	$M_8 = 80 + (1,6 \times 25) = 120 \text{ kg}$

**Tab. IV . 5 Poids des composants de l'ascenseur.**



- Poids mort total :  $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1309,46 \text{ kg}$
- Contre poids :  $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1309,46 + 675/2 = 1765,32 \text{ kg}$

#### IV.4.3 Calcul dès la charge total $q_u$ :

##### IV.4.3.1 Calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-75-2), 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 :  $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$

$$\text{Donc : } C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1309,82) = 23817,84 \text{ kg}$$

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

$$C_r = \frac{23817,84}{0,85} = 28020,98 \text{ kg}$$

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  $d=12,22$  m et  $m=2$  on a :  $C_r (1 \text{ câble}) = 8152 \text{ kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_r (1 \text{ câble}) \times m} = \frac{28020,98}{8152 \times 2} = 1,71$$

On prend :  $n = 4$  câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

#### IV.4.3.2 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,  $n = 4$  ;

$L$  : Longueur du câble,  $L = 31,44 \text{ m}$

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 4 \times 25,5 = 63,74 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1309,46 + 63,74 = 2048,2 \text{ kg}$$

#### IV.4.3.3 Vérification de $C_r$ :

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

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{28020,98}{2048,2} = 13,68 > 12; \text{Condition vérifiée}$$

#### IV.4.3.4 Calcul de la charge permanente total G :

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

$$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g = 1309,46 + 1765,32 + 1200 + 81,89 = 4338,52 \text{ kg}$$

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

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6869,5 \text{ kg}$$

#### IV.4.4 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  $q_u = \text{kg}$ .



$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6869,5}{4} = 1717,37 \text{ kg/m}$$

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

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

Avec :

$q_0$  : La charge de calcul à l'E.L.U ;

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

$\mu_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

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

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

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

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

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

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

$$= 1717,37 \text{ kg}$$

Il n y a pas de risque de poinçonnement.

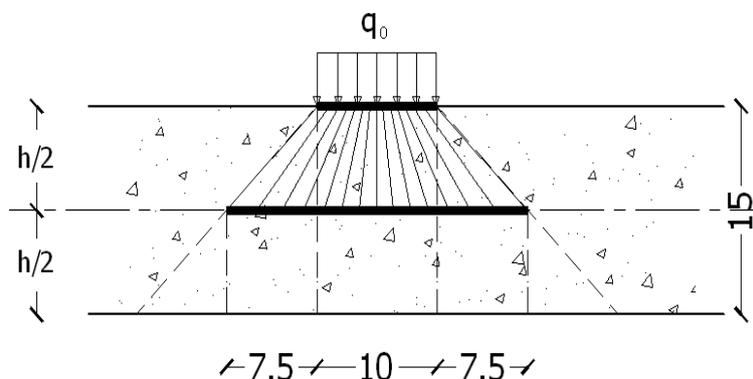


Fig. IV . 15 Répartition des charges



IV.4.5 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

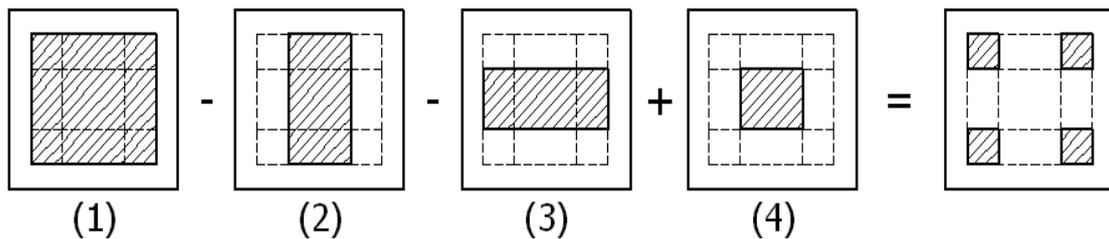


Fig. IV. 16 Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.

a) Distances des rectangles :

1) Rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 160 \text{ cm} \\ V = 180 \text{ cm} \end{cases}$$

2) Rectangle (2) :

$$\begin{cases} U = 110 \text{ cm} \\ V = 180 \text{ cm} \end{cases}$$

3) Rectangle (3) :

$$\begin{cases} U = 160 \text{ cm} \\ V = 130 \text{ cm} \end{cases}$$

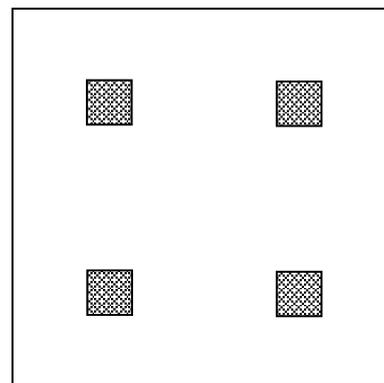
4) Rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 110 \text{ cm} \\ V = 130 \text{ cm} \end{cases}$$

$$V_1 = 0,25$$

$$V_3 = 1,3$$

$$V_3 = 0,25$$



$$U_1 = 0,25 \quad U_2 = 1,1 \quad U_3 = 0,25$$

Fig. IV . 17 Dessin montrant la concentration des charges

IV.4.5.1 Calcul des moments suivant les deux axes :

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

$\nu$  : 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 appliquée sur le rectangle A ( $25 \times 25$ ) cm<sup>2</sup> est :



$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{6869,5}{0,25 \times 0,25} = 109912 \text{ kg} / \text{m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant :

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	$M_1$	$M_2$	Surface (m <sup>2</sup> )	P = P'.S (kg)	$M_x$ (kg.m)	$M_y$ (kg.m)
1	0,73	0,75	0,067	0,052	2,88	316546,56	21208,61	16460,42
2	0,50	0,75	0,083	0,062	1,98	217625,76	18062,35	13492,79
3	0,73	0,54	0,080	0,067	2,08	228616,96	18289,35	15317,33
4	0,50	0,54	0,100	0,080	1,43	157174,16	15717,41	12573,93

**Tab. IV . 6 Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U).**

**Les moments dus aux charges concentrées :**

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 573,74 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 224,23 \text{ kg.m}$$

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

**Chargement :**

$$L_x = 1,3 \text{ m et } L_y = 1,5 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

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

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

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

**Sollicitations :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,3}{1,5} = 0,92.$$

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

$$\alpha = 0,92 \rightarrow \mu_x = 0,0437 \text{ et } \mu_y = 0,8251$$



Donc :  $M_{x2} = 138,8 \text{ kg.m}$  et  $M_{y2} = 114,52 \text{ kg.m}$

#### Les moments appliqués sur la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 573,74 + 138,8 = 712,54 \text{ kg / m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 224,23 + 114,52 = 338,75 \text{ kg / m}$$

#### IV.4.5.2 Les moments retenus sont :

- En travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 534,41 \text{ kg / m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 254,06 \text{ kg / m}$$

- Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{0x} = 356,27 \text{ kg / m}$$

#### IV.4.6 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.

#### IV.4.6.1 En travée :

- Sens  $L_x$

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 534,41 \text{ kg / m} = 5344,1 \text{ N.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{5344,1}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,20 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,990$

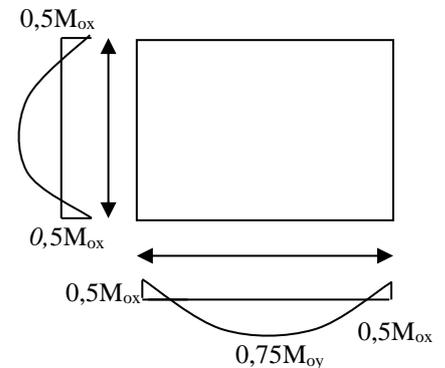


Fig. IV. 18 Moments de la dalle.



**La section d'acier :**

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5344,1}{0,990 \times 13,5 \times 348} = 1,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Sens  $L_y$ :

**Le moment ultime :**

$$M_{ty} = 254,06 \text{ kg} / \text{m} = 2540,6 \text{ N.m}$$

**Le moment réduit  $\mu_u$  :**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2540,6}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,009 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,9955$$

**La section d'acier :**

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2540,6}{0,9955 \times 13,5 \times 348} = 0,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**IV.4.6.2 Sur appuis :**

**Le moment ultime :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 356,27 \text{ kg} / \text{m} = 3562,7 \text{ N.m}$$

**Le moment réduit  $\mu_u$  :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3562,7}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,013 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,9935$$

**La section d'acier :**

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3562,7}{0,9935 \times 13,5 \times 348} = 0,76 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**IV.4.7 Section minimale des armatures :**

Puisque  $h_0 = 15\text{cm}$  ( $12\text{cm} \leq h_0 \leq 30\text{cm}$ ) et  $\alpha = 0,92$ , on peut appliquer la formule suivante :



- Sens  $L_y$  :

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

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend} : A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 0,76 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend} : A_{ay} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

- Sens  $L_x$  :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left( \frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left( \frac{3 - 0,92}{2} \right) = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend} : A_{tx} = A_{x \min} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 0,76 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend} : A_{ax} = A_{x \min} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

#### IV.4.8 Choix des aciers :

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

##### IV.4.8.1 En travée :

- Sens  $L_x$  :

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

- Sens  $L_y$  :

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 3T10 \text{ p. m} = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

##### IV.4.8.2 Sur appuis (chapeaux) :

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

#### IV.4.9 Armatures transversal :

Il y a nécessité de disposer des armatures transversales :

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 calcul  $V_x$  et  $V_y$  :

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

$$V_x = 656,25 \times \frac{1,3}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,92}{2}} = 494,43 \text{ N} = 0,494 \text{ kN}$$

$$V_y = 656,25 \times \frac{1,3}{3} = 481,25 \text{ N} = 0,481 \text{ kN}$$

$$V_y < V_x$$

- On calcul  $V_v$  et  $V_u$  :

$$V_v = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{6869,5}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 9159,33 \text{ N} = 9,16 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{q_u}{3u} = \frac{6869,5}{3 \times 0,25} = 9159,33 \text{ N} = 9,16 \text{ kN}$$

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

$$\text{Donc : } V_{u\text{tot}} = V_x + V_v = 0,494 + 9,16 = 9,65 \text{ kN ; Sens } L_x$$

$$V_{u\text{tot}} = V_y + V_u = 0,481 + 9,16 = 9,64 \text{ kN ; Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{u\text{tot}} = \max(V_{u\text{tot } x} ; V_{u\text{tot } y}) = 9,65 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{u\text{tot}}}{b \times d} = \frac{9,65 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,072 \text{ MPa}$$

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



$$\bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 1,62 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,072 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,62 \text{ MPa} . \text{Condition vérifiée}$$

On déduit que les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### IV.4.10 Vérification à l'E.L.S :

##### IV.4.10.1 Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :

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

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

$$P_{a ser} = (G + Q) \frac{1}{4} = (4338,52 + 675) \frac{1}{4} = 1253,38 \text{ kg}$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a ser}}{u \times v} = \frac{1253,38}{0,25^2} = 20054,08 \text{ kg / m}^2$$

$$P'_{ser} = 20054,08 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant :  $L_x = 1,3 \text{ m}$  et  $L_y = 1,5 \text{ m}$ .

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	$M_1$	$M_2$	Surface (m <sup>2</sup> )	(kg / P' <sub>ser</sub> m <sup>2</sup> )	M <sub>0x</sub> (kg.m)	M <sub>0y</sub> (kg.m)
1	0,73	0,75	0,067	0,052	2,88	57755,75	3869,63	3003,29
2	0,50	0,75	0,083	0,062	1,98	39707,10	3295,68	2461,84
3	0,73	0,54	0,080	0,067	2,08	41712,48	3336,99	2794,73
4	0,50	0,54	0,100	0,080	1,43	28677,33	2867,73	2294,18

Tab. IV. 7 Les résultats des moments isostatiques des rectangles(E.L.S).



#### IV.4.10.2 Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 104,69 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 40,90 \text{ kg.m}$$

#### IV.4.10.3 Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

##### Chargement :

$$L_x = 1,3 \text{ m et } L_y = 1,5 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

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

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

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

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,3}{1,5} = 0,92$$

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

$$\alpha = 0,92 \Rightarrow \mu_x = 0,0509 \text{ et } \mu_y = 0,8799 ; \text{ Tirée de l'abaques de Pigeaud}$$

$$\text{Donc : } M_{0xr} = 117,02 \text{ kg.m et } M_{0yr} = 102,97 \text{ kg.m}$$

##### Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 221,71 \text{ kg / m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 143,87 \text{ kg / m}$$

##### Les moments retenus sont :

- En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 166,28 \text{ kg / m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 107,90 \text{ kg / m}$$

- Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50 M_{0x} = 110,85 \text{ kg / m}$$



#### IV.4.11 Vérification des contraintes dans le béton :

##### IV.4.11.1 Suivant $L_x$ :

- En travée :

$$M_{tx} = 1662,8 \text{ N / m} ; A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

##### Position de l'axe neutre :

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

##### Moment d'inertie :

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

##### Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$ :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1662,8}{6087,13} \times 3,13 = 0,85 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = f_{c28} = \text{MPa}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

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

- Sur appuis :

$$M_a = 1108,5 \text{ N / m} ; A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0$$

##### Position de l'axe neutre :

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

##### Moment d'inertie :

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



**Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1108,5}{6087,13} \times 3,13 = 0,56 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,56 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

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

**IV.4.11.2 Suivant  $L_y$  :**

- **En travée :**

$$M_{ty} = 1079 \text{ N} / \text{m} ; A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

**Position de l'axe neutre :**

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

**Moment d'inertie :**

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

**Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1079}{6087,13} \times 3,13 = 0,55 \text{ MPa} \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,55 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

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

**IV.4.11.3 Armatures finales :**

- **Suivant  $L_x$  :**

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

$$A_a = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 3T10 \text{ p.m avec } S_t = 33 \text{ cm}$$

- **Suivant  $L_y$  :**

$$A_t = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 3T10 \text{ p.m avec } S_t = 33 \text{ cm}$$

$$A_a = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 3T10 \text{ p.m avec } S_t = 33 \text{ cm}$$



#### IV.4.12 Disposition du ferrailage :

##### a) Arrêt des barres :

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

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

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{su}} = 400 \times 1/4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1) = 35 \text{ cm}.$$

##### b) Cas des charges uniformes :

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

##### c) Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max \left( L_s ; \frac{1}{4} \left( 0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}} \right) L_x \right) = \max (35 \text{ cm} ; 25 \text{ cm})$$

$$L_1 = 35 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max \left( L_s ; \frac{L_1}{2} \right) = \max (35 \text{ cm} ; 17,5 \text{ cm})$$

$$L_2 = 35 \text{ cm}$$

##### d) Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$Lx/10 = 130/10 = 13 \text{ cm}$$

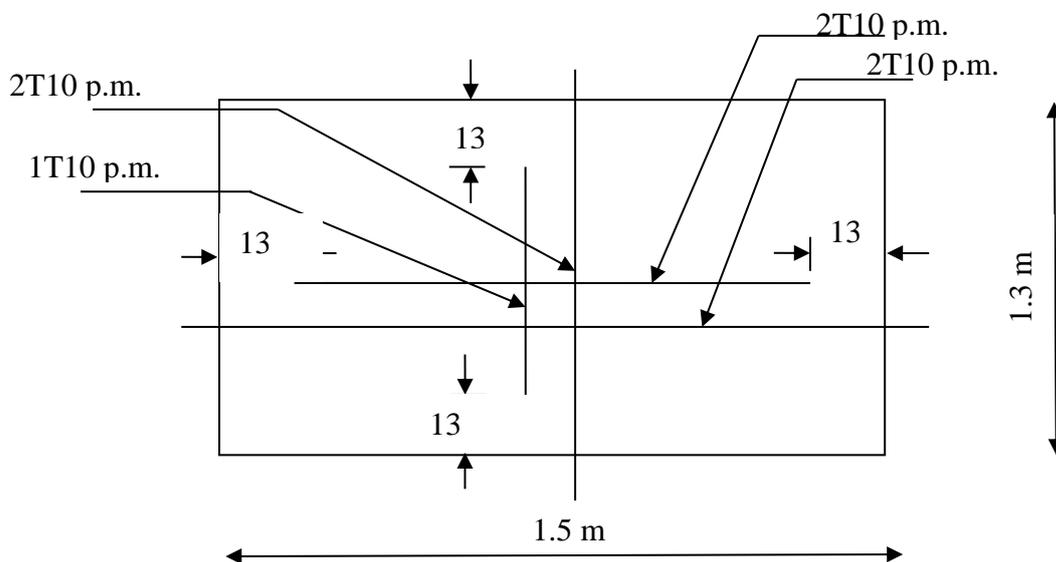
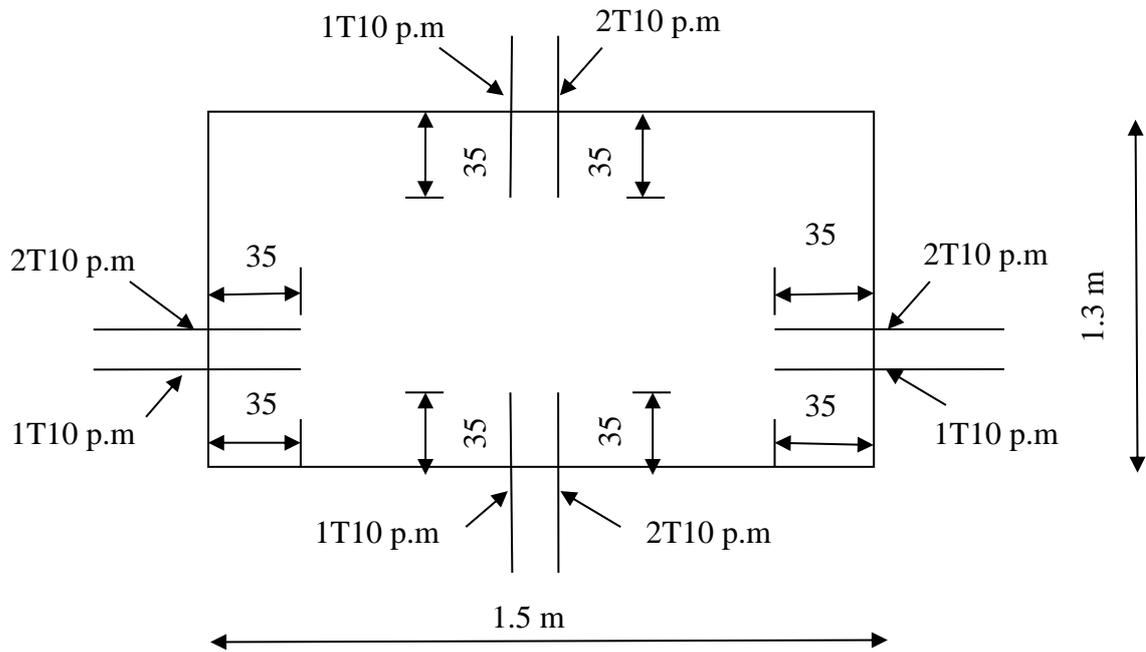


Fig. IV. 19 ferraillage de la dalle de l'ascenseur