### *VI.1-Acrotère*

### *VI.1.1-Introduction*

L'acrotère est couronnement 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 soumise à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante et au séisme qui créent un moment de renversement.

### *VI.1.2-Dimensions*

La hauteur : h = 60 cm.

L'épaisseur : $e_p$ = 10 cm.

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

### *VI.1.3- Calcul des sollicitations*

### *VI.1.3.1- poids propre*

$$S = [S1 + S2 + S3]$$

$$S = \left[\frac{0,03(0,2+0,1)}{2} + (0,1\times 0,5) + (0,07\times 0,2)\right] = 0,069\ m^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,069 \times 25 = 1,72 kN/m$$

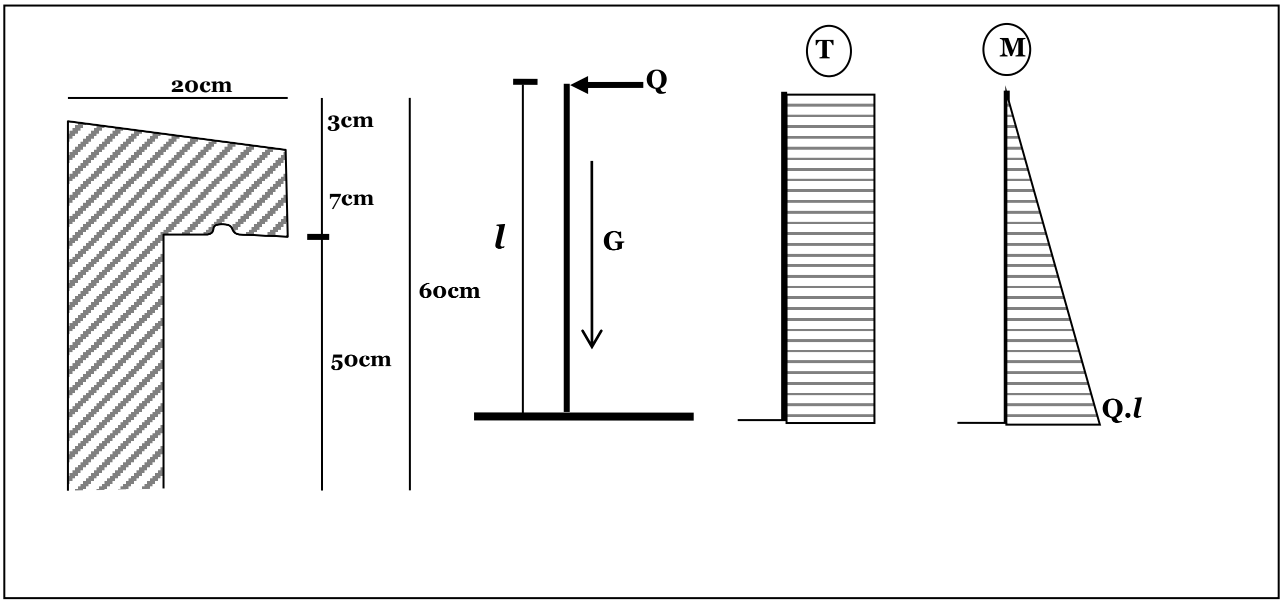



**Figure IV-1** : représentation des actions agissantes sur l'acrotère

### *VI.1.3.2 -Surcharge*

Une surcharge due à l'application d'une main courante Q=1,00 KN/m

$N_u$ = 1,35 G =1,35 x 1,72 = 2,32 KN/ml

$M_u$ = 1,5. Q.h = 1,5 x 1 x 0,6 = 0,9 KN.m

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

**Enrobage**

Vu que la fissuration préjudiciable On prend C = C' = 2 cm

L'excentricité : $e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,32} = 0,39m$

$e_p/2 = 0,10/2 = 0,05m < 0,39$ m

$e_p$ : Epaisseur de l'acrotère.

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

### *VI.1.4- Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée*

$$M_u = N_u\left(e + \frac{h}{2} - c\right)$$

$$M_u = 2,32 \times \left(0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02\right) = 0,97kN.m$$

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

$$(d - c')N_u - M_u = (0,09 - 0,02) \times 2,32 - 0,97 = -0,80KN.m$$

$$(0,337h - 0,81 \times c') f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02) \times 14,17 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,79KN.m$$

$$-0,80KN.m < 24,79KN.m$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire (bxh)= (100x10) cm²

### *VI.1.5- Calcul du ferraillage E. L. U. R*

$M_u = 0,97$ KN.m

$\mu = M_u / bd^2 f_{bc} = 0,97 \times 10^3 / 100 \times (9)^2 \times 14,17 = 0,0084$

### *VI.1.5-1 vérification de l'existence des armatures comprimée A'*

$\mu_l = 0.8\,\alpha_l.(1 - 0,4.\alpha_l)$

$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\ \varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668$, avec : $1000\,\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$

$\mu l = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0.392 > \mu = 0,0084 \Rightarrow A' = 0$

$\mu = 0,0084 \Rightarrow \quad \beta = 0,996$

On calcul :

$A_{fs}$ : section d'armatures en flexion simple.

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

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

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100.\sigma_s} = 0,31 - \frac{2,32.10^3}{100.348} = 0,24\ cm^2/ml$$

### *VI.1.5.2-section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire*

$N_{ser} = G = 1,72$ KN/ml

$M_{ser} = Q.h = 1 .0, 6 = 0,6$ KN.m

$e_{ser} = M_{ser}/N_{ser} = 0,6/1,72 = 0,35$ m=35 cm

$d=0,9h_t=9$ cm ; b=100 cm

$$A_{s\min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{fe} \times \frac{e_{ser} - 0,45\ d}{e_{ser} - 0,185\,d} \times 0,23 = 1,01\ cm^2/ml$$

$$As = \max(A_{su}; A_{sl}; A_{\min}) = 1,01\ cm^2/ml$$

On adopt 5ϕ6 p.m; $A_s$ = 1, 41 cm²/ml ; St =25 cm

**Les armatures de répartition**

$A_r=A_s/4=1,41/4=0,35$ cm²/ml

On adopt: $A_s$=1,41 cm²/ml soit 5ϕ 6 p.m ; St =25 cm

***VI.1.6-Vérification des contraintes (E. L. S)***

$M_{ser}=N_{ser}(e-c+h/2)$

$M_{ser}=1,71(0,35-0,02+0,1/2)=0,65$ KN.m

***Position de l'axe neutre :***

$$\frac{b}{2}y_1^2 - \eta.A_s.(d - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 21,15y_1 - 190,35 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,75cm$$

***Moment d'inertie :***

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + \eta.As.(d - y_1)^2 = \frac{100 \times (1,75)^3}{3} + 15 \times 1,41 \times (9 - 1,75)^2$$

$$I = 1290,34cm^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y_1 = \frac{650}{1290,34} \times 1,75 = 0,88\ MPa$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,88\ MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa.................condition\ \ vérifiée$$

***b- Détermination des contraintes dans l'acier tendue $\sigma_{st}$***

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{nf_{t28}}\right\}$$ Fissuration préjudiciable

Avec $\eta$ : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6mm; \eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267MPa; 202MPa) = 202MPa$$

$$\sigma_{st} = \eta\frac{M_{ser}}{I}(d - y_1) = 15 \times \frac{650}{1290,34} \times (9 - 1,75) = 54,78MPa$$

$$\sigma_{st} = 54,78\ MPa \prec \overline{\sigma}_{st} = 202\ \ MPa..............condition\ \ vérifiée$$

***c- Contrainte de cisaillement :***

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

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

$$\tau_u = \frac{1{,}5}{0{,}09 \times 1} = 16{,}67 \text{ kN/m}^2 = 0{,}017 \text{ MPa}$$

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

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

$\tau_u = 0{,}017\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 2{,}5\text{MPa}$……...............con dition vérifiée

***d- Vérification du ferraillage vis-à-vis au séisme :***

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

**$F_p$=4. $C_p$. A. $W_p$ ……(1)**

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

$C_p$ : facteur de force horizontal $C_p$=0,8

$W_p$: poids propre de l'acrotère $W_p$ = 1,71 KN

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

Il faut vérifier que : $F_p < 1{,}5Q$

$F_p$ = 4. 0,15. 1,71. 0,8= 0,82 KN

$F_p$ =0,82 KN < 1,5Q = 1,5 KN …………condition Vérifiée.

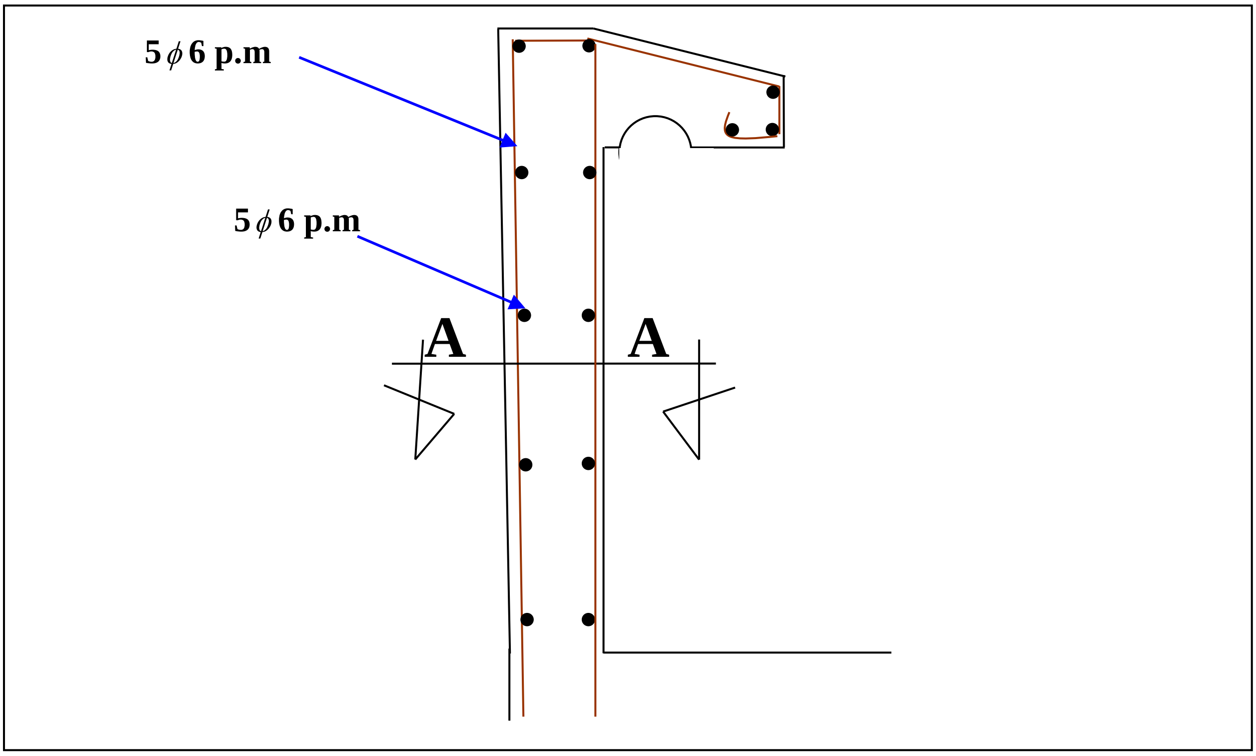



**Figure IV-2):** Coupe verticale sur l'acrotère

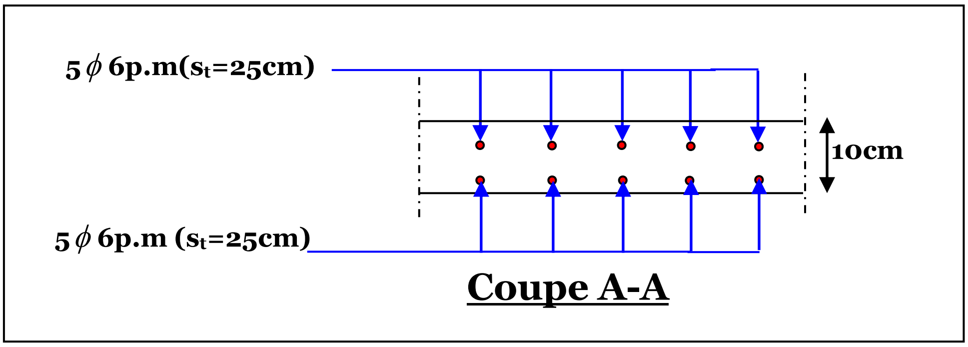



**Figure IV-3:** Schéma de ferraillage de l'acrotère

### *VI.2. Escaliers :*

### *VI.1-Introduction :*

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

### *VI.1.2-Therminologie :*

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

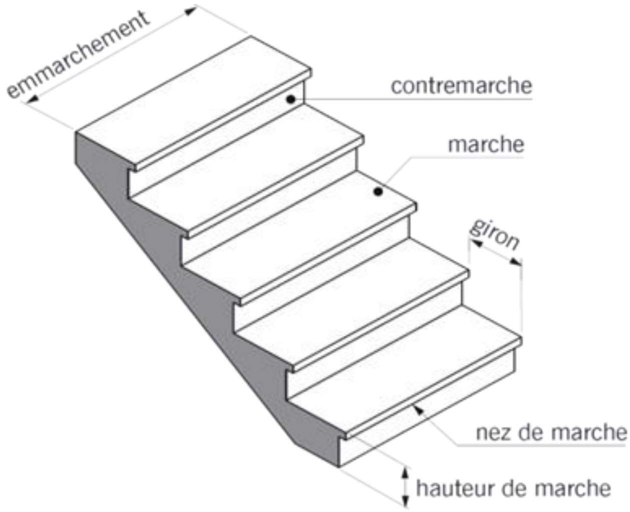



**Figure IV-4** : volée d'escalier

- Le **palier** : plate-forme en béton, en bois ou en métal située en extrémité d'une volée. On distingue plusieurs types de paliers
- Le **palier d'arrivée** ou **palier d'étage** appelé aussi parfois **palier de communication :** palier situé dans le prolongement d'un plancher d'étage.
- Le **palier intermédiaire** ou **palier de repos** : palier inséré entre deux volées et situé entre deux étages. En principe, un palier intermédiaire ne dessert aucun local. Ce type de palier est rendu nécessaire quand le nombre de marches est trop important pour une seule volée ou lorsque la seconde volée n'est pas placée dans le prolongement de la première.

Dans ce cas, il est parfois appelé **palier d'angle** ou **palier de virage**

### *IV.3.2.Etudes de L'escalier à trois volées et à deux paliers intermédiaires :*

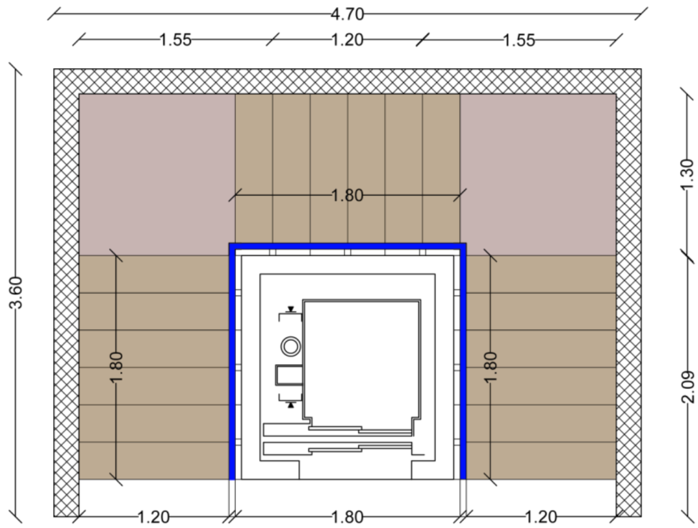



***Figure* ɪv.5 :** escalier a trois volées

### *VI.2.2.*Dimension des escaliers :

Utilisera formule de **BLONDEL :** $59 \leq 2h + g \leq 66cm$ Pour dimensions des marches et contre marches

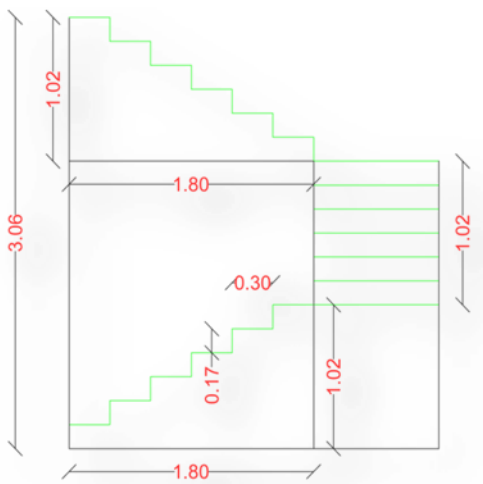
**Avec :**

- h : hauteur de la marche (contre marche),
- g : largeur de la marche, On prend 2h+g=64cm
- H : hauteur entre les faces supérieurs des deux paliers successifs d'étage (H=n.h=he/2)
- n : nombre de contre marches
- L : projection horizontale de la longueur totale de volée.

Notre bâtiment compte un seul type d’escalier, escalier à trois volées avec deux paliers encastrés au voile.

- ***H = He/3= 3,40/3=1,13cm =113m***

***Les marches :***




$$H = n \times h \rightarrow h = \frac{H}{n}$$

$$L = (n - h) \times g \rightarrow g = \frac{L}{n - 1}$$

***Blondel :***

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

$avec\ \ m = 64, H = 1{,}02m, L = 1{,}80$

$m \times n^2 - (m + L + 2H) \times n + 2H = 0$

$n = 7\quad contre\ marches.$

$n - 1 = 6\quad marches.$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{102}{7} = 17cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{180}{6} = 30cm$$

***Blondel :***

$59 \leq 2h + g \leq 66$

$59 \leq 64 + g \leq 66$ ——— *Condition vérifiée*

$tg\alpha = \frac{17}{30} = 0{,}567 \rightarrow \alpha = 29{,}55 \rightarrow cos\alpha = 0{,}87$

- ***Epaisseur de la marche en console $e_v$:***

$$\frac{L}{30\cos\alpha} \leq ev \leq \frac{L}{20\cos\alpha}.$$

$$\frac{180}{30 \times 0{,}87} cm \leq ev \leq \frac{180}{20 \times 0{,}87} = 7{,}00cm \leq ev \leq 10{,}35cm$$

**ev= 12,00 cm**

- ***Epaisseur de palier (ep):***

$$ep = \frac{ev}{\cos\alpha} = \frac{12{,}00}{0{,}87} = 13{,}19cm$$

**ep= 14 cm**

**On prend :**

**Volee1= Volee3**

- ***Les charges est surcharges :***

- ***Marche en console :***

| ▪ ***N=⁰*** | ***Désignation*** | ***Ep (m)*** | ***Densité*** $KN/m^3$ | ***Poids*** $KN/m^2$ |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Revêtement en carrelage horizontal | 0,02 | 22,00 | 0,44 |
| 2 | Mortier de ciment horizontal | 0,02 | 22,00 | 0,44 |
| 3 | Lit de sable | 0,02 | 17,00 | 0,34 |
| 4 | Revêtement en carrelage ep ×22× h/g | 0,02 | 22,00 | 0,25 |
| 5 | Mortier de ciment vertical ep×20× h/g | 0,02 | 20,00 | 0,23 |
| 6 | Poids propre de la paillasse | 0,15 | 25,00 | 3,75 |
| 7 | Poids propre des marches $h/2 \times 22$ | / | 22,00 | 1,87 |
| 8 | Garde- corps | / | / | 0,10 |
| 9 | Enduit en plâtre | 0,015 | 10,00 | 0,18 |
| | | **Charge permanente G** | **G=7,87 KN/m²** | |
| | | **Surcharge Q** | **Q=2,5KN/m²** | |

***Tableau : IV.1.***Les charges est surcharges de marche en consol

$Q_{Ult1}$= (1,35G$_1$+1,5Q$_1$)×1m =14,32KN/ml
$Q_{ser1}$= (G+Q) ×1m=10,33KN/m

- ***Palier***

| N | Désignation | ep (m) | Densité (KN/m$^3$) | Poids KN/m$^2$ |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Poids propre du palier ep × 25 | 0,15 | 25,00 | 3,75 |
| 2 | Carrelage | 0,02 | 22,00 | 0,44 |
| 3 | Mortier de pose | 0,02 | 0,20 | 0,40 |
| 4 | Lit de sable | 0,02 | 17,00 | 0,34 |
| 5 | Enduit de plâtre | 0,015 | 0,10 | 0,15 |
| | | | **Charge permanente G** | **5,08** |
| | | | **Surcharge Q** | **2,5** |

***Tableau : IV.2.***Les charges est surcharges du *Palier*

## *Marche en consol :*

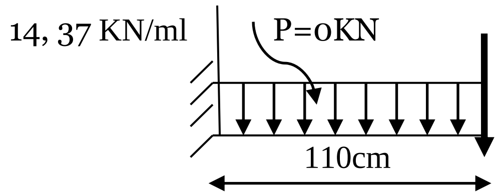
$Q_{Ult2}$= (1, 35G1+1,5Q$_1$) ×1m =14,37KN/ml
$Q_{ser2}$= (G+Q) ×1m=10,37KN/m

***Palier :***

$Q_{Ult2}$= (1,35G$_1$+1,5Q$_1$) ×1m =10,67KN/m$Q_{ser2}$= (G+Q)×1m=7,58KN/m

***IV.2.3-Etude d'un escalier avec deux paliers intermédiaires :***

## *IV.2.3.1-* Calcul du moment maximal et effort tranchant a L.E.L.U




### a) *Marche en consol :*

$Q_{Ult2}$= (1, 35G1+1,5Q$_1$) ×1m =14,37KN/ml
$Q_{ser2}$=(G+Q)×1m=10,37KN/m

$$M_{max} = -\frac{QL^2}{2} - P \times L = -\frac{14{,}37(1{,}10)^2}{2} - 0 \times 1{,}10 = -8{,}69\ KN.m$$

M*max*=- 8,69 KN.m

$$T_{max} = Q \times L + P = 14{,}37 \times 1{,}10 + 0 = 15{,}81KN$$

$$d = 0{,}9 \times h = 0{,}9 \times 14 = 12{,}60cm$$

**Ferraillage :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8{,}69 \times 10^3}{100 \times 12{,}60^2 \times 14{,}17} = 0{,}038 < \mu_L \rightarrow A' = 0$$

$\mu = 0{,}038 \Rightarrow \beta = 0.981$

$$A = \frac{M_{max}}{d \times B \times \sigma_{bc}} = \frac{8{,}69 \times 10^3}{12{,}60 \times 0{,}981 \times 348} = 2{,}02 cm^2/ml$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0{,}23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{fe} = 0{,}23 \times 100 \times 12{,}60 \times \frac{2{,}1}{400} = 1{,}52 cm^2/ml$$

*A = 2,02 cm² > $A_{min}$=1,52 ______________ Vérifiée.*

**Le choix :**

***On adopte : 5T10=3,93cm²/ml***

***IV.3.2*-Armatures de répartition**

$$A_{ser} = \frac{A}{4} = \frac{3{,}93}{4} = 0{,}98\ cm^2/ml$$

**Le choix :**

***On adopte : 5T8=2,52cm²/ml***

*IV.2.3.2.*Vérefication :

1. **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{15{,}81}{100 \times 12{,}60} \times 10 = 0{,}12 MPa$$

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

$$\tau_u = 0{,}12 MPa < \overline{\tau_u} = 3{,}25 MPa \text{.....................} \textit{vérifiée}$$

2. **Contrainte D'adhérence :**

$$\tau_r = \frac{T_n}{0{,}9 \times d \times n \times \mu}$$

**n= 5** : nombre des armatures longitudinales tendues

$$\mu = 2\Pi \times \frac{1}{2} = 3{,}14 cm$$

$$\tau_{sr} = \frac{T_n}{0{,}9 \times d \times n \times \mu} = \frac{15{,}81 \times 10^3}{0{,}9 \times 12{,}60 \times 3{,}14 \times 5 \times 10^2} = 0{,}89 Mpa$$

$$\tau\text{-}_{sr} = \psi \times f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15\ Mpa$$

Ψs= 1 : pour les aciers lisses.

Ψs= 1,5 : pour les aciers HA.

$\tau_{sr} = 0{,}62 Mpa < \tau\text{-}_{sr} = 3{,}15 Mpa$ ____________ *Condition vérifée.*

$\tau_{sr} = 0{,}89 Mpa < \tau\text{-}_{sr} = 3{,}15 Mpa$ ____________ *Condition vérifée.*

3. **Vérification des contraintes à l'E.L.S**

$$M_{ser} = q_{ser} \times \frac{L^2}{2} + p_{ser} \times L$$

$$M_{ser} = 10{,}37 \times \frac{1{,}10^2}{2} + 0 \times 1 = 6{,}27 KN.m$$

4. **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{by^2}{2} - 15A(d-y) = 0$$

Avec *:*

*b=100 ; d=12,60cm ;h= 14 cm ; A= 3,93 cm²*

*$50y^2 + 57,45y - 723,83 = 0$*

*$Y = 3,22$ cm*

5. ***-Détermination de moment d'inertie :***

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \times A \times (d-y)^2$$

I =6167,46 $cm^4$

6. **Détermination de $\sigma_{bc}$ :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6,27 \times 10^3}{6167,46} \times 3,22 = 3,27MPa$$

$\sigma_b = 3,276MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$ ……………………condition vérifiée

7. **Détermination des contraintes dans l'acier tendue $\sigma_{st}$**

$$\sigma^- = \left\{min\frac{2}{3}fe; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\} \quad fissuration\ préjudiciable.$$

$\eta$: *coefficient de fissuration pour HAØ ≥ 6mm*; $\eta = 1,6$

$\sigma^-_{st} = \min(267,202)\ Mpa$

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}}{I}(d-y) = 1,6 \times \frac{6,27 \times 10^3}{6167,46} \times (12,60 - 3,22) = 25,23MPa$$

$\sigma_{st} = 25,23MPa$

**8. Vérification de la flèche : F**

$$F_1 = \frac{Q \times L^4}{8EI} \qquad pour\ la\ charge\ repartie.$$

$$F_1 = \frac{P \times L^4}{3EI} = 0 \qquad pour\ la\ charge\ concentrée.$$

**9. Détermination du centre de gravité :**

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times h/2 + \eta \times As \times d}{b \times h + \eta \times As}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 14 \times 7 + 15 \times 3,93 \times 12,60}{100 \times 14 + 15 \times 3,93} = 7,23cm$$

$Y_1 = Y_G = 7,23cm$

Y1 =YG = 7,23 cm

$y_2 = h - y_1 = 14 - 7,23 \rightarrow y_2 = 6,77\ cm$

Y2 = 6,77cm

**10.** ***Calcul du moment d'inertie : (I)***

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + \frac{b \times y_2^3}{3} + \eta \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 7,23^3}{3} + \frac{100 \times 6,77^3}{3} + 1,6 \times 3,93 \times (12,60 - 7,23)^2 = 14157,89cm^4$$

I= 14157,89 $cm^4$

$$F_{cal} = \frac{L^3}{EI} \times \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3}\right]$$

**11. Calcul de la flèche :**

$$F_{cal} = \frac{1{,}10^3 \times 10^2}{32164{,}20 \times 10^{-5} \times 14157{,}89} \times \left[\frac{14{,}37 \times 1{,}10}{8} + 0\right] = 0{,}058\text{cm}$$

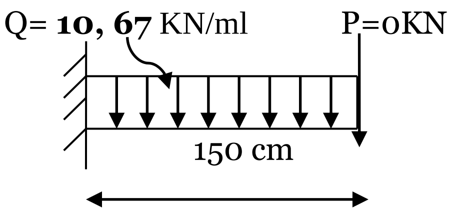
F cal = 0,058 cm

$$\text{Fadm} = \frac{L}{250} = \frac{110}{250} = 0{,}44cm$$

Fadm = 0,44 cm

$$F_{cal} = 0{,}058cm < Fadm = 0{,}44cm$$ ———— *Condition vérifiée*

***b) Palier :***




$Q_{Ult}$= (1, 35G1+1,5Q1) ×1m =10,61KN/ml

$Q_{ser}$= (G+Q) ×1m=7,58KN/m

$$M_{max} = -\frac{QL^2}{2} - P \times L = -\frac{10{,}61(1{,}50)^2}{2} - 0 \times 1{,}50 = -11{,}94\ KN.m$$

M*max*= -11,94 KN.m

$$T_{max} = Q \times L + P = 10{,}61 \times 1{,}50 + 0 = 15{,}92KN$$

T*max = 15,92 KN*

$$d = 0{,}9 \times h = 0{,}9 \times 12 = 10{,}80\ cm$$

**Ferraillage :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11{,}94 \times 10^3}{100 \times 10{,}80^2 \times 14{,}17} = 0{,}072 < \mu_L \rightarrow A' = 0$$

$\mu = 0{,}072 \Rightarrow \beta = 0.963$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1194 \times 10^3}{0{,}963 \times 10{,}8 \times 348} = 3{,}29\ cm^2\ /\ ml$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0{,}23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{fe} = 0{,}23 \times 100 \times 10{,}80 \times \frac{2{,}1}{400} = 1{,}30cm^2/ml$$

*As = 3,29 cm² > $A_{min}$=1,30 cm²* ———— *Vérifiée.*

**Le choix :**

***On adopte : 5T10=3,93cm²/ml***

***IV.2.2*-Armatures de répartition**

$$A_{ser} = \frac{A}{4} = \frac{3{,}93}{4} = 0{,}98\ cm^2/ml$$

**Le choix :**

***On adopte : 5T8=2,52cm²/ml***

**Vérefication :**

1. **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{15{,}92}{100 \times 10{,}80} \times 10 = 0{,}15 MPa$$

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

$$\tau_u = 0{,}15 MPa < \overline{\tau_u} = 3{,}25 MPa \text{.....................} \textit{vérifiée}$$

2. **Contrainte D'adhérence :**

$$\tau_r = \frac{T_n}{0{,}9 \times d \times n \times \mu}$$

**n= 5** : nombre des armatures longitudinales tendues

$$\mu = 2\Pi \times \frac{1}{2} = 3{,}14 cm$$

$$\tau_{sr} = \frac{T_n}{0{,}9 \times d \times n \times \mu} = \frac{15{,}92 \times 10^3}{0{,}9 \times 10{,}80 \times 3{,}14 \times 5 \times 10^2} = 0{,}75 Mpa$$

$$\tau\text{-}_{sr} = \psi \times f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15\ Mpa$$

Ψs= 1 : pour les aciers lisses.

Ψs= 1,5 : pour les aciers HA.

$$\tau_{sr} = 0{,}75 Mpa < \tau\text{-}_{sr} = 3{,}15 Mpa \text{ ——— } \textit{Condition vérifée.}$$

3. **Vérefication des contraintes à l'E.L.S:**

$$M_{ser} = -q_{ser} \times \frac{L^2}{2} - p_{ser} \times L$$

$$M_{ser} = -7{,}58 \times \frac{1{,}50^2}{2} - 0 \times 1 = -8{,}53 KN.m$$

Mser= -8,53 KN.m

8. **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{by^2}{2} - 15A(d-y) = 0$$

Avec *:*

*b=100 ; d=10,80cm ; h= 12 cm ; A= 3,93 cm²*

*50 y² +58, 95 y -636, 66=0*

*Y=2, 93 cm*

9. ***-Détermination de moment d'inertie :***

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \times A \times (d-y)^2$$

I =3890, 79 cm⁴

10. **Détermination de $\sigma_{bc}$ :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8{,}53 \times 10^3}{3890{,}79} \times 2{,}93 = 6{,}42 MPa$$

$$\sigma_b = 6{,}42 MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa \text{ ......................condition vérifiée}$$

**11.** $\sigma_{st} = 27{,}61MPa$ **Détermination des contraintes dans l'acier tendue σst**

$$\sigma^- = \left\{min\,\frac{2}{3}fe; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\} \quad fissuration\ préjudiciable.$$

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

$$\sigma^-{}_{st} = \min(267{,}202)\ Mpa$$

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}}{I}(d-y) = 1{,}6 \times \frac{8{,}53 \times 10^3}{3890{,}79} \times (10{,}80 - 2{,}93) = 27{,}61MPa$$

$$\sigma_{st} = 27{,}61MPa$$

$\sigma_{st} = 27{,}61MPa < \sigma^-{}_{st} = 2MPa$ ___________ $Condition\ vérifiée$

**8. Vérification de la flèche : F**

$$F_1 = \frac{Q \times L^4}{8EI} \qquad pour\ la\ charge\ repartie.$$

$$F_1 = \frac{P \times L^4}{3EI} = 0 \qquad pour\ la\ charge\ concentrée.$$

**9. Détermination du centre de gravité :**

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times h/2 + \eta \times As \times d}{b \times h + \eta \times As}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 12 \times 6 + 15 \times 3{,}93 \times 10{,}80}{100 \times 12 + 15 \times 3{,}93} = 6{,}22cm$$

$$Y_1 = Y_G = 6{,}22\,cm$$

Y1 =YG = 6,22 cm

$$y_2 = h - y_1 = 12 - 6{,}22 \rightarrow y_2 = 5{,}78\ cm$$

Y2 = 5,78cm

**10.** ***Calcul du moment d'inertie : (I)***

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + \frac{b \times y_2^3}{3} + \eta \times A \times (d - y_1)^2$$

I= 14157,89 $cm^4$

$$F_{cal} = \frac{L^3}{EI} \times \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3}\right]$$

**11. Calcul de la flèche :**

$$F_{cal} = \frac{1{,}10^3 \times 10^2}{32164{,}20 \times 10^{-5} \times 14157{,}89} \times \left[\frac{14{,}37 \times 1{,}10}{8} + 0\right] = 0{,}058cm$$

F cal = 0,058 cm

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

Fadm = 0,44 cm

$F_{cal} = 0{,}058cm < Fadm = 0{,}44cm$ ____________ $Condition\ vérifiée$

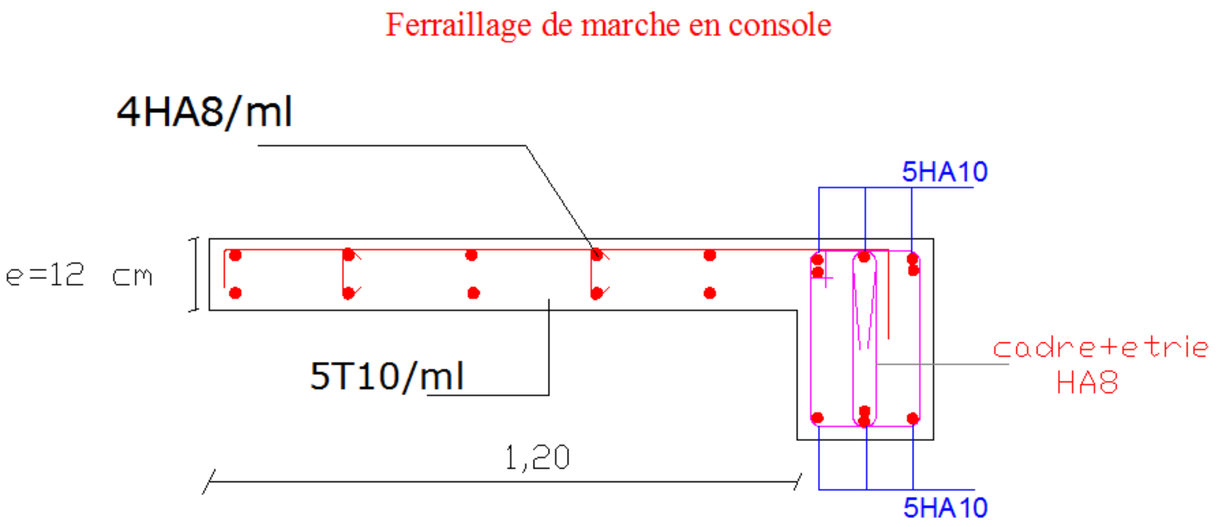



**Figure ɪv.*6* :** ferraillage de marche en console

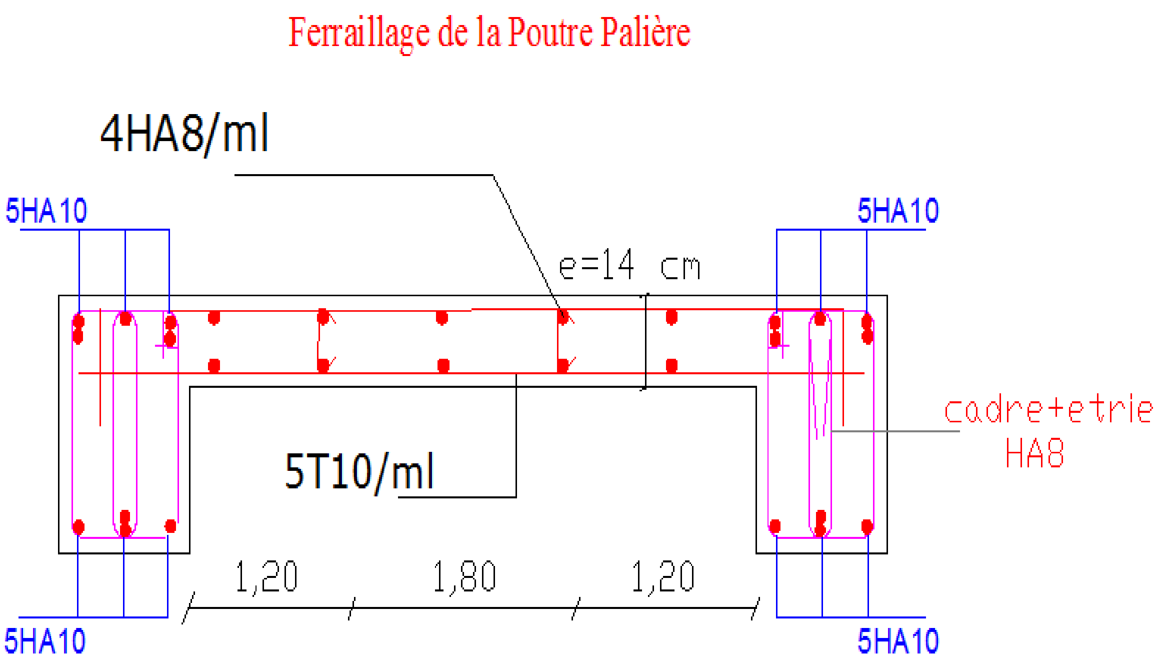



***Figure* ɪv.*7* :** ferraillage de la poutre palière

## *IV .3. Balcon*

### *IV.3.1.Introduction :*

La dalle pleine est encastrée dans la poutre, elle est assimilée à une console, le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

L'épaisseur des dalles pleines dépend plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

*L'épaisseur résulte des conditions :*

- Résistance à la flexion
- Isolation acoustique é $\geq 12cm$
- Sécurité en matière d'incendie e =11cm pour 2 heures de coup feu

Donc on prend e = 12cm

**Type des balcons** : Balcon se forme de console étage courant.

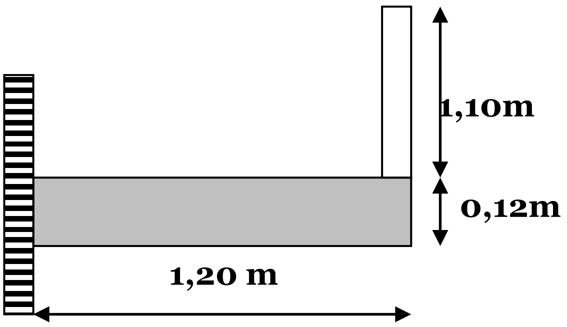



***Figure : IV.8.*** Type1 et 2Balcon se forme de console

### *IV.3.2. Descente de charge balcon se forme de console étage courant :*

| ***Désignation de la charge*** | ***Valeur en KN/m²*** | |
|---|---|---|
| 1-revêtement en carrelage (2cm) | 2x0.2 | 0,40 |
| 2-Mortier de pose (2cm) | 2x0.2 | 0,40 |
| 3-Sable fin pour mortier (2cm) | 0.17x2 | 0,34 |
| 4-Dalle pleine(15) | 0,15x25 | 3,75 |
| 5-enduit en ciment (2cm) | 2x0,18 | 0,36 |
| **La charge permanente** | **G=5,25** | |
| **La surcharge d'exploitation** | **Q=3,50** | |

***Tableau : IV.3**. Descente de charge balcon se forme de console*

Propre G= 5,25 KN/m²

Surcharge Q =3,5 KN/m²

***E.L.U.R :***

$Q_{ult} = 1,35G + 1,5Q = 12,34\ KN/m^2$

Charge par *ml* $Q = 12,33 \times 1 = 12,34\ KN/m$

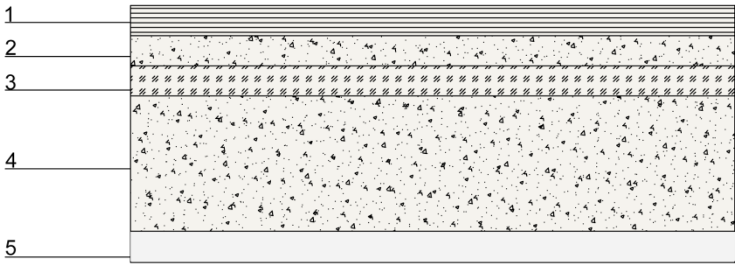



***Figure : IV.9.***Descente de charge

***E. L. S :***

$Q_{ser} = G + Q$

$Q_{ser} = 5.25 + 3.5 = 8,75 KN/ml$

- **Calcul de la charge concentrée :**

$P = \xi \times d \times h \times 1m (poids\ propre\ de\ mur\ en\ brrique\ preforrée)$

$Avec:$

$\xi = 13,00$

$b = 0,1$

$h = 1,10$

$P = 13,00 \times 0,1 \times 1,10 \times 1m = 1,43KN$

$P_{ser} = 1,43 \times 1,35 = 1,93KN$

***Calcul du moment max et effort tranchant max :***

- ***E.L.U.R :***

$$M_{max} = -\frac{QL^2}{2} - P \times L = -\frac{12,34(1,20)^2}{2} - 1,93 \times 1,00 = -11,20KN.m$$

$$T_{max} = Q \times L + P = 12,34 \times 1,20 + 1,93 = 16,74KN$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 12 = 10,8cm$$

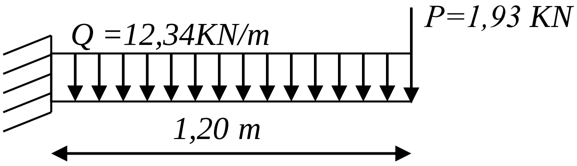



***Figure IV.10 :*** Descente de charge

## ***IV.2.4.Ferraillage :***

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11,20 \times 10^3}{100 \times 10,80^2 \times 14,70} = 0,068 < \mu_L \rightarrow A' = 0$$

$\alpha = Lx / Ly = 120 / 427 = 0{,}281 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0{,}281$

$\beta = 1 - 0{,}4\alpha \quad \Rightarrow \quad \beta = 0{,}888$

$\mu = 0{,}068 \qquad B = 0{,}888$

$$A = \frac{M_{max}}{d \times B \times \sigma_{bc}} = \frac{11{,}20 \times 10^3}{10{,}8 \times 0{,}888 \times 348} = 3{,}36 cm^2/ml$$

- ***E. L. S:***

$$M_{max} = -\frac{QL^2}{2} - P \times L = -\frac{8{,}75(1{,}20)^2}{2} - 1{,}43 \times 1{,}00 = -7{,}73 KN.m$$

$$T_{max} = Q \times L + P = 8{,}75 \times 1{,}20 + 1{,}43 = 11{,}93 KN$$

### *IV.3.4.1. Condition de non fragilité :*

$$A_{min} = 0{,}23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{fe} = 0{,}23 \times 100 \times 10{,}80 \times \frac{2{,}1}{400} = 1{,}31 cm^2/ml$$

*$A = 3{,}36\ cm^2 > A_{min} = 1{,}31\ cm^2$ ____________ Vérifiée.*

***On adopte : 4T12 =4,52cm²/ml.***

### *IV.3.4.3. Armatures de répartition :*

$A_{ser} = \frac{A}{4} = \frac{3{,}36}{4} = 0{,}85\ cm^2/ml.$ ***On adopte*** *: 3$\phi$8=1,57cm².*

### *IV.3.5.Vérefication :*

- ***Contrainte de cisaillement :***

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{16{,}74}{10{,}80 \times 100} \times 10 = 0{,}16 MPa$$

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

$\tau_u = 0{,}16 MPa < \overline{\tau_u} = 3{,}25 MPa$......................*vérifiée*

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires pacque il n'y a pas de reprise de bétonnage.

### IV-3-5.1. Vérification de la flèche :

$$Fi = \frac{Q_s . L^4}{8Ei}$$

$E_i = 11000 x \sqrt[3]{25} \quad \Rightarrow \quad E_i = 32164{,}195 MPa$

- **Centre de gravité :**

$$V = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times h/2 + \eta \times As \times d}{b \times h + \eta \times As}$$

$$V_1 = \frac{\Sigma A_i Y_i}{\Sigma A_i} = \frac{100 \times 12 \times 6 + 15 \times 4{,}52 \times 10{,}8}{100 \times 12 + 15 \times 4{,}52}$$

Donc : $V_1 = 6{,}26cm$

$V_2 = h - V_1 \Rightarrow V_2 = 12\text{-}6{,}26$

$\Rightarrow V_2 = 5{,}54cm$

➢ **Moment de l'inertie :**

$$I = \frac{bV_1^3}{3} + \frac{bV_2^3}{3} + 15A_s(d - V_1)^2 \qquad I = \frac{100x(6{,}26)^3}{3} + \frac{100x(5{,}54)^3}{3} + 15x4{,}52x(0{,}9(12) - 6{,}26)^2$$

$I = 3837{,}32cm^4$

### *IV.3.5.2.Vérification de la flèche F:*

$F_1 = \frac{Q \times L^4}{8EI}$ pour la charge repartie.

$F_1 = \frac{P \times L^4}{3EI}$ pour la charge concentrée.

$$F_{cal} = \frac{L^3}{EI} \times \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3}\right]$$

$$F_{cal} = \frac{120^3}{32164{,}20 \times 3837{,}32} \times \left[\frac{12{,}34 \times 120}{8} + \frac{1{,}43}{3}\right] = 0{,}015$$

$$F = \frac{L}{250} = \frac{120}{250} = 0{,}48cm$$

$F_{cal} = 0{,}015cm < F = 0{,}48cm$ ———— *Condition vérifiée*

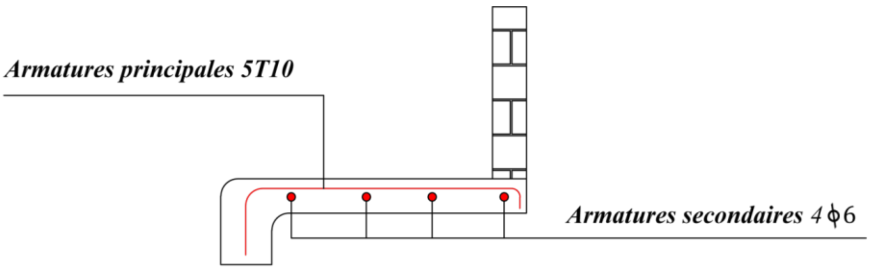



***Figure IV.11.*** Ferraillage du balcon type1

### *IV.4.Ascenseur :*

### *IV.4.1.Introduction :*

Un ascenseur est un appareil mécanique conçu pour le but d'assurer une circulation verticale plus aisée que l'utilisation des escaliers, il est exigé pour les bâtis ayant une hauteur au-delà de cinq étages.

Son implantation est généralement faite coté-a-coté avec les escaliers en une seule entité ce qui rend le dégagement vers les différents niveaux plus praticable.

L'ascenseur est constitué de deux entités distinctes ; la première sert à une cabine métallique qui se déplace suivant des glissières verticales sur le long de l'immeuble ; dans laquelle les personnes et les charges sont déplacées, la deuxième entité est un contrepoids ayant le rôle de compenser le poids de la cabine et cela pour qu'un système mécanique (électrique ou vérin hydraulique) ne fournira que l'effort nécessaire pour lever les surcharges.

### *Etude de l'ascenseur :*

On a opté pour l'utilisation d'un ascenseur de taille moyenne de dimensions suivantes :

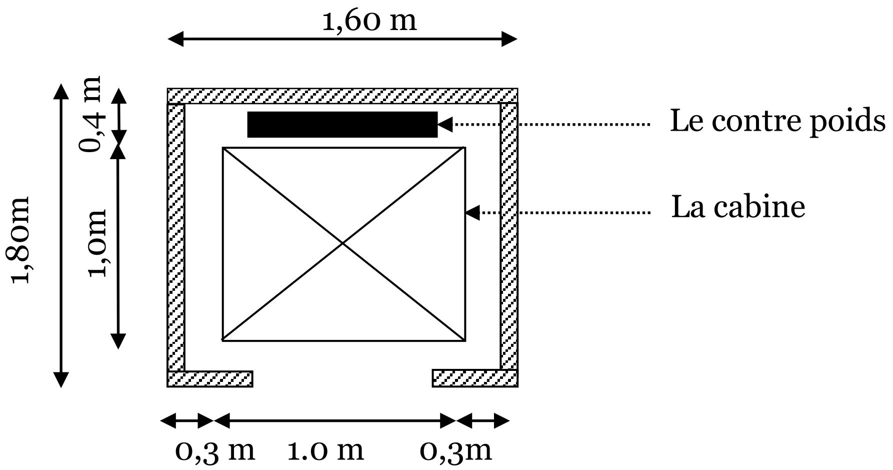



***Figure : IV.12..*** Vue en plan de l'ascenseur

- Une largeur de : 1,6 m
- Une profondeur de : 1,8 m
- Une hauteur de cabine de : 2,2 m
- Une largeur libre de passage de : 0,8m
- Une hauteur libre de passage de : 2,00m
- Une hauteur de course de : 24,48m
- Une surface latérale S= (2x1,4+1,4)x2,2=9,24 m²
- Epaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur :

$h_0$=16cm

*Ayant ainsi les caractéristiques suivantes :*

- Cabine et contre poids aux extrémités d'un câble en acier porté dans les gorges d'une poulie lié à un levier électrique.
- Pm « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : surcharges dans la cabine

- Pp : le poids de contrepoids tel que $Pp=Pm+\frac{Q}{2}$
- Une charge nominale de675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m². D'après la norme (NFP82-201), dimensionnés selon

le (NFP82-22).

**Le poids mort :**

| | |
|---|---|
| poids de la cabine S= (2x1,8+1,6)2,20=11.44m² | M1=11.5x11.44x2=236,81kg |
| poids de plancher S=1,80x1,60=2,88m² | M2=110x2.88=316,8kg |
| poids de toit | M3=20X2.88=57,6kg |
| Poids de l'arcade | M4=60+ (80x1,4)=172kg |
| poids de parachute | M5=40kg |
| poids des accessoires | M6=80kg |
| poids de poulies de moulage | M7=2x30=60kg |
| poids de la porte de cabine | M8=80+ (1.6x25)=120kg |

***Tableau : IV.4***. Le poids mort

Le poids mort total est à : $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 972{,}49\text{kg}$

- le contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 972{,}49 + \frac{400}{2} = 1172{,}49kg$

***Calcul de la charge de rupture :***

Selon le (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité $C_s$ est de 10. On prend Pour notre cas $C_s$=12.à titre créance.

Le rapport $\frac{D}{d}$ ; (D : diamètre de poulie et d : diamètre du câble) est au moins de 40 qu'elle que soit le nombre des tirons, Prenons $\frac{D}{d} = 45$ et D = 500mm $\Rightarrow$ d = 12,22 mm

On a Cr=c=Cs,M/0.85

$C_S$ : coefficient de sécurité du câble.

$C_r$ : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : charge statique nominale portée par la nappe.

**M=Q +P$_m$+Mg** ______________ (2)

Dont : Mg : Poids du câble.

On néglige $M_g$ devant (Q+$P_m$) (Mg<<Q+$P_m$) $\Rightarrow$M=Q+P

*On aura donc :* Cr =Cs× M/0.85 = Cs (Q+Pm)/0,.85= 12(400+972.49)/0.85=19376,33 kg

La charge de rupture pour « n » câble est donc : Cr =Cr (1 câble) x m x n

*Avec :*

m : type de mouflage (2brins, 3brins,…..)

n : nombre des câble

Pour un câble de d=12,22mm et m=2 on a : Cr (1 câble)=8152 kg

$n = \frac{\text{Cr}}{\text{Cr(1 cable) x m}} = \frac{19376{,}33}{8152\text{x}2} = 1{,}19$ Soit n=2 câbles.

vu qu'on est sensé de compenser les efforts de tension des câble ; Le nombre de câble doit être un nombre pair.

### *Le poids des câbles (Mg) :*

Mg= m x n x l

m : la masse linéaire du câble : m = 0,515 kg

L : longueur du câble L =31,28m

n : nombre des câbles n =2.

Mg= m x n x l =0,515x2x31,28=32, 22 kg

(2)⇒M = Q + Pm + Mg = 400+972.49+32,22=1404,71 kg

Vérifications de Cr :

Cr =Cs× M = Cr (1cable)× m×n= 8152×2×2×0.85=27716.8 kg

Cr= Cs x M⇒$\text{Cs} = \frac{\text{Cr}}{M}$⇒$\text{Cs} = \frac{27716.8}{1404.7} = 19{,}73 > 12$……………..vérifiée.

**Calcul de la charger permanente total G** :

G= Pm+ Pp+ Ptreuil+ Mg

Le poids de (treuil+le moteur) : Ptreuil =1200 kg

- La charge permanente totale : G=972,49+1172,49+1200+32,22=3377,20 kg
- Les surcharges : Q = 400 kg.

  $Q_u$=1,35G +1,5Q = 5159,22 kg.

### *Vérification de dalle au poinçonnement :*

Cette vérification est incontournable car l'appui du moteur (supposé appuyé sur 04 points) applique une force concentrée sur la dalle de l’ascenseur ce qui engendre un risque de poinçonnement.

La charge totale ultime : $q_u$ = 5159,22 kg.

Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de cette charge $q_u$

Soit : $q_0$ la charge appliquée sur chaque appui, alors :

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{5159.22}{4} = 1289.81\ \text{kg}$$

Selon le BAEL 91 : la condition de non poinçonnement à vérifier est définie tel que :

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

*Avec :*

$q_u$ : charge de calcul à l'E.L.U

$h_0$ : Epaisseur totale de la dalle.

$u_c$ : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée $q_0$ est appliquée sur un carré de (10x10) cm²

$\mu_c = 2(U + V)$ ; $h_0 = 15cm$

$U = a + h_0 = (10 + 15) = 25cm$

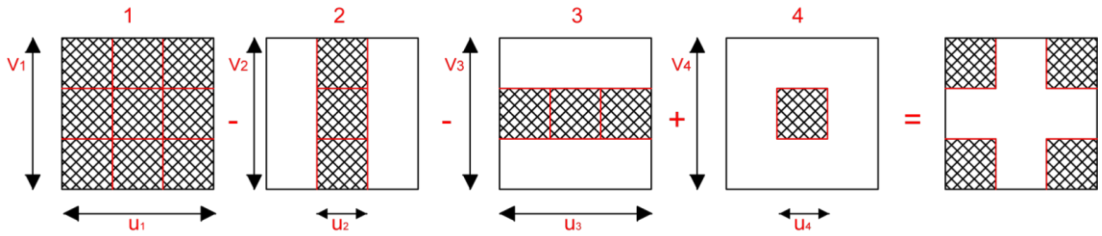
$V = a + h_0 = (10 + 15) = 25cm$

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

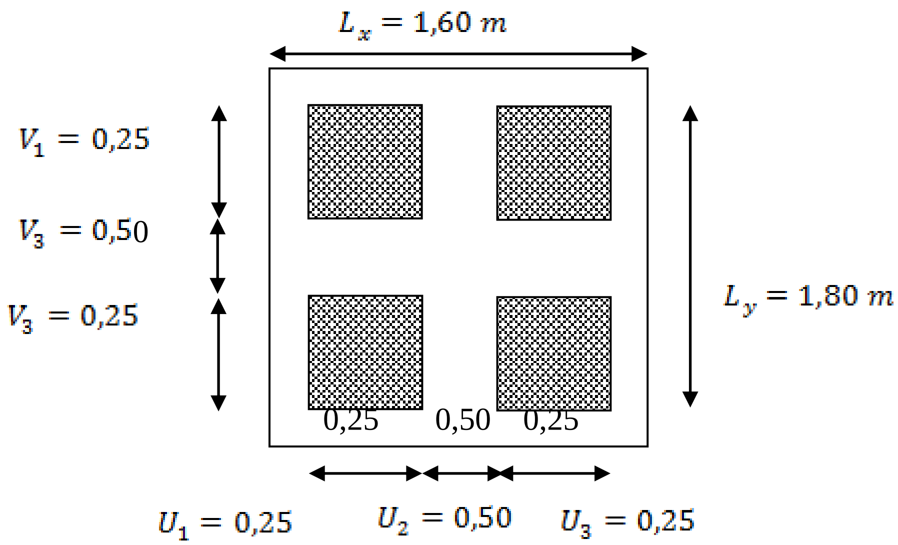
$\Rightarrow 0{,}045 \times 100 \times 15 \times \dfrac{25 \times 10}{1{,}5} = 11250 > q_0 = 1289{,}81kg$

Ce résultat est interprété en absence d'un risque de poinçonnement.

- ***Evaluation des moments dus aux charges concentrées :***




***Distances des rectangles :***




1) Rectangle (1) :

$\begin{cases} U = 100 \text{ cm} \\ V = 100 \text{ cm} \end{cases}$

2) Rectangle (2) :

$\begin{cases} U = 50 \text{ cm} \\ V = 100 \text{ cm} \end{cases}$

3) Rectangle (3) :

$\begin{cases} U = 100 \text{ cm} \\ V = 50 \text{ cm} \end{cases}$

4) Rectangle (4) :

$\begin{cases} U = 50 \text{ cm} \\ V = 50 \text{ cm} \end{cases}$

***Les moments suivant les deux directions :***

$M_x = (M_1 + \nu M_2)P$

$M_y = (M_2 + \nu M_1)P$

Avec $\nu$ : coefficient de Poisson.

À L'E L U $(\nu = 0)$

$\begin{cases} M_n = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{cases}$

$P = P'.S$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (26x26) cm² est :

$$P' = \frac{q_u}{u.v} = \frac{1289{,}81}{0{,}25 \times 0{,}25} = 20636{,}96 kg/m^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles 1, 2,3 ,4 sont résumés dans le *Tableau ci-dessus :* Lx=1,60m ; Ly=1,80m

| Rectangle | $\frac{u}{L_x}$ | $\frac{v}{L_y}$ | $M_1$ | $M_2$ | Surface S ($m^2$) | P' ($Kg/m^2$) | P=P'.S (Kg) | $M_x$ (Kg.m) | $M_y$ (Kg.m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0,625 | 0,56 | 0,085 | 0,067 | 1,00 | 26167,04 | 20636,96 | 1754,14 | 1382,68 |
| 2 | 0,313 | 0,56 | 0,118 | 0,087 | 0,.50 | 26167,04 | 10318,48 | 1000,89 | 897,71 |
| 3 | 0,625 | 0,28 | 0,097 | 0,088 | 0,50 | 26167,04 | 5159,.24 | 732,61 | 908,03 |
| 4 | 0,313 | 0,28 | 0,142 | 0,123 | 0,.25 | 26167,04 | 7326,77 | 1011,10 | 634, 59 |

***Tableau : IV.5***. Des moments isostatiques des rectangles 1, 2,3 ,4(L'E.L.U)

***Les moments dus aux charges concentrées :***

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 268{,}28 kg.m$$
$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 211{,}53 kg.m$$

- ***Moments dus aux charges réparties (poids propre de la dalle):***

Lx =1.60 m
Ly=1,80 m
$h_0 = 15\ cm$

- Poids propre : $G = 0.15 \times 2500 = 375 kg/m$
- Charges d'exploitation : $Q = 100 kg/m$

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

- **Sollicitations :**

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.6}{1.8} = 0.90 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant les deux sens

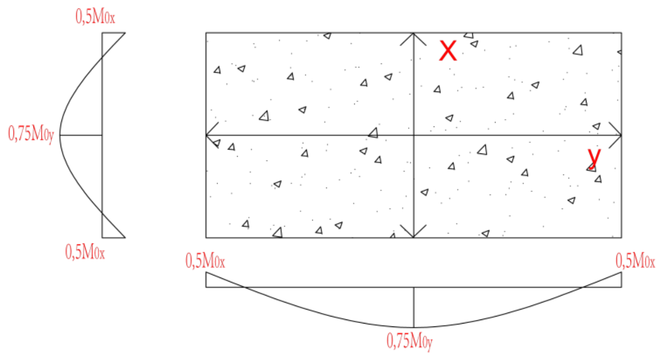
$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x . q_u . l^2{}_X \\ M_{y2} = \mu_y . M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0{,}90 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0456 \\ \mu_y = 0{,}7834 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 77 kg.m \\ M_{y2} = 60 kg.m \end{cases}$$

- ***Les moments appliqués à la dalle :***

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 268{,}28 + 77 = 345{,}28 kg.m$$
$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 211{,}53 + 60 = 271{,}53 kg.m$$

- **Moments retenus :**




**- En travée :**

$M_{tx} = 0{,}75.M_{0x} = 258{,}96kg.m$
$M_{ty} = 0{,}75.M_{0y} = 203{,}65kg.m$

**- Sur appuis :**

$M_{ax} = M_{ay} = 0{,}5.M_{0x} = 172.64kg.m$

- **Calcul du ferraillage de la dalle :**
  Le ferraillage se fait sur une bande de (1m) de largeur

*Données :*

- Largeur de la poutre : $b = 100cm$
- Hauteur de la section : $h = 15cm$
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0{,}9h = 13.5cm$
- Contrainte des aciers utilisés : $fe = 400Mpa,\ \ \delta_s = 348Mpa$
- Contrainte du béton à 28jours : $f_{c28} = 25Mpa,\ \ \delta_{s_{bc}} = 14{,}17Mpa$
- Contrainte limite de traction du béton: $f_{t28} = 2{,}1Mpa$
- Fissuration peu préjudiciable

**- En travée** :

**Sens $l_x$:**

Le moment ultime : $M_{tx} = 2589.6N.m$
Le moment réduit

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b.d^2.\delta_{bc}} = \frac{2589{,}6}{100.13{,}5^2.14{,}17} = 0{,}01 < \mu_1 = 0{,}392 \rightarrow \grave{A} = 0$$

$$\mu = 0{,}01 \xrightarrow{tableau} \beta = 0{,}996$$

La section d'acier ($As_x$):

$$As_x = \frac{M_{tx}}{\beta.d.\delta_s} = \frac{2589{,}6}{0{,}996\ .13{,}5.348} = 0{,}55cm^2/ml$$

**Sens Ly:**

Le moment ultime : $M_{ty} = 2036{,}5N.m$

Le moment réduit $\mu = \frac{M_{tx}}{b.d^2.\delta_{bc}} = \frac{2036{,}5}{100.13{,}5^2.14{,}17} = 0{,}008 < \mu_1 = 0{,}392 \rightarrow \grave{A} = 0$

$$\mu = 0{,}008 \xrightarrow{tableau} \beta = 0{,}996$$

La section d'acier ($As_x$):

$$As_x = \frac{M_{tx}}{\beta.d.\delta_s} = \frac{2036,5}{0,996\,.13,5.348} = 0,44cm^2/ml$$

**Sur appui :**

Le moment ultime

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5.M_{0x} = 1726,4N.m$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b.d^2.\delta_{bc}} = \frac{1726,4}{100\,.13,5^2.\ 14,17} = 0,007 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \grave{A} = 0$$

$$\mu = 0,007 \xrightarrow{tabeau} \beta = 0,9965$$

La section d'acier ($As_x$):

$$As_x = \frac{M_{tx}}{\beta.d.\delta_s} = \frac{1726,4}{0,9965\,.13,5.348} = 0,037cm^2/ml$$

Section minimale des armatures :

Puisque $h_0$=15 cm (12 cm≤ $h_0$≤30 cm)

On peut appliquer la formule suivante :

***Sens $L_y$ :***

$$Ay_{min} = 8.h_0 = 8\,.0,15 = 1,2\ cm^2/ml$$

$$\begin{cases} At_y = 0,38/ml < Ay_{min} = 1,2 \rightarrow At_Y = Ay_{min} = 1,2cm^2/ml \\ Aa_y = 0,61/ml < Ay_{min} = 1,2 \rightarrow Aa_Y = Ay_{min} = 1,2cm^2/ml \end{cases}$$

***Sens $l_x$:***

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

$$\begin{cases} At_x = 0,92cm^2/ml < Ax_{min} = 1,26 \rightarrow At_x = Ax_{min} = 1,26/ml \\ Aa_x = 0,61cm^2/ml < Ax_{min} = 1,2 \rightarrow Aa_x = Ax_{min} = 1,26cm^2/ml \end{cases}$$

***Choix des aciers :***

Le diamètre : $h_0 = 15cm = 150mm$

On à : $\emptyset \leq \frac{h_0}{10} \Leftrightarrow \emptyset \leq 15mm.$

***En travée :***

***Sens Lx :***

$\begin{cases} At_x = 1,26\ cm^2/ml \\ St_x \leq \min(2h_0, 25\ cm) \\ St_x \leq 33\ cm \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} 4T10 \Rightarrow A = 3,14\ cm^2/ml \\ St_x = 25\ cm \end{cases}$

***Sens Ly :***

$$\begin{cases} At_y = 1{,}2\ cm^2/ml \\ St_y \leq \min(4h_0\ ,33\ cm) \\ St_y \leq 33cm \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} 4T10 \Rightarrow A = 3{,}14\ cm^2/ml \\ St_y = 25\ cm \end{cases}$$

***Sur appuis (chapeaux):***

$$\begin{cases} Aa = 1{,}26\ cm^2/ml \\ St \leq 33\ cm \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} 4T10 \Rightarrow A = 3{,}14\ cm^2/ml \\ St = 25\ cm \end{cases}$$

- ***Nécessité de disposer des armatures transversales :***

on note toutefois les critères suivants :

1. La dalle est bétonnée sans reprise
2. $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$

Avec : $\tau_u = \frac{V_{utot}}{b.d}; et \overline{\tau} = \frac{10.h_0}{3} \times \min(0{,}13\ f_{c_{28}}; 5Mpa)$

$V_{utot} = \{V_x + V_v Sens L_x$

$V_{utot} = \{V_y + V_u Sens L_y$

***On calcule Vx et Vy:( efforts tranchants dus aux charges reparties):***

$$\alpha > 0{,}4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} . \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_y = q_u \frac{L_y}{3} \end{cases} \quad et: \quad V_x > V_y$$

$$V_x = 6562{,}5 \times \frac{1.6}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0{,}9}{2}} = 3620{,}69N = 3{,}6KN$$

$$V_y = 6562{,}5 \times \frac{1.6}{3} = 3500N = 3{,}5KN < V_x = 3{,}6KN$$

***On calcule $V_v$ et $V_u$ (efforts tranchants dus aux charges localisées):***

$$V_v = \frac{P_u}{2u + v} = \frac{1289.81}{2 \times 25 + 25} = 17{,}20KN$$

$$(V_v = \frac{P_u}{3\ .u} \leq V)_u \Leftrightarrow \frac{11289.81}{3\ .\ 25} = 17{,}20KN$$

$$(u = v = 25cm) \Rightarrow V_u = V_v = 17{,}20KN$$

**L'effort total $V_{tot}$ :**

Sens $l_x$ : $V_{tot} = V_x + V_V = 3{,}6 + 17{,}20 = 20{,}70KN$

Sens $L_y$ : $V_{tot} = V_y + V_u = 3,5 + 17,20 = 20,80KN$

Donc : $V_{tot} = \max(V_{totx} ; V_{toty}) = 20,80KN$

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b.d} = \frac{20,80 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,154Mpa$$

$$h_0 = 15cm$$

$$\tau =< \bar{\tau}_u = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13f_{c_{28}}; 5Mpa) = 1,625$$

$donc\ : \tau < \bar{\tau}_u \longrightarrow condition\ vérifie$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Les vérifications à L'E.L.S :**

**Calcul des sollicitations à L'E.L.S :**

Charge localisée :

$$M_{0x} = (M_1 + vM_2)P'_{ser}$$

$$M_{0y} = (M_2 + vM_1)P'_{ser} \quad Avec \quad v = 0,2(E.L.S)$$

$$P'_{ser} = q'_{ser}.S' = \frac{P_{aser}}{u.v}.S'$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a\,ser}}{u.v}; \ P_{a\,ser} = (G+Q).\frac{1}{4} = 1192,68kg$$

Donc : $q_{ser} = \frac{1192,68}{0,25^2} = 19082,88kg/m^2$

$P'_{ser} = 19082,88 \times S'$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles 1, 2,3, 4 sont résumés dans le tableau ci-dessus :

| rectangle | U/Lx | V/Ly | $M_1$ | $M_2$ | $S'(m^2)$ | $P'_{ser}=q_{ser}.S'$ | $M_{0x}$(kg.m) | $M_{0y}$(Kg.m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0,625 | 0,56 | 0,085 | 0,067 | 1,00 | 15108,8 | 1284,25 | 1012,29 |
| 2 | 0,313 | 0,56 | 0,118 | 0,087 | 0,50 | 7554 ,4 | 891,4 | 657,23 |
| 3 | 0,625 | 0,28 | 0,097 | 0,088 | 0,50 | 7554,4 | 732,78 | 664,59 |
| 4 | 0,313 | 0,28 | 0,142 | 0,123 | 0,25 | 3777,2 | 536,36 | 464,59 |

***Tableau : IV.6.*** Des moments isostatiques des rectangles 1, 2,3 ,4(L'E.L.S)

**Moment dû aux charges localisées :**

$M_{0XC} = M_{0X1} - M_{0X2} - M_{0X3} + M_{0X4}$=196,43kg.m

$M_{0yC} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4}$=154,86kg.m

**Moment dû aux charges réparties (E.L.S):**

G=0,15 x 2500 = 375kg /m² ; ep = 15cm

Q=100 kg/m²

$Q_{ser} = 100 + 375 = 4,75\ kN/m^2$

$\alpha=\frac{l_x}{l_y}$=0,9> 0,4 →la dalle travaille dans les deux sens

$\alpha$=0.9E.L.S⇒ $\begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,8502 \end{cases}$

$$M_{0xr} = \mu_x.q_{ser}.l^2{}_x = 0,0528\ x\ 4.75\ x\ 1,6^2 = 0,642kN.m$$

$M_{0yr} = \mu_y . M_{0xr}$=0, 8502 x 0,642= 0,546KN.m

Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact seront donc :

$M_{0x} = M_{0xC} + M_{0xr} = 0{,}642 + 0{,}77 = 1{,}412$ kN.m

$M_{0x} = M_{0yC} + M_{0yr} = 0{,}.546 + 0{,}60 = 1{,}146$kN .m

***Les moments en travées et sur appuis :***

$M_{tx} = 0{,}75 M_{0x} = 0{,}75 \times 1.412 = 0{,}482 KN$ .m

$M_{ty} = 0{,}75 M_{0y} = 0{,}75 \times 1.146 = 0{,}41$kN . m

$M_{ax} = M_{ay} = 0{,}5 M_{0x} = 0{,}32$kN .m

**Vérification des contraintes dans le béton :**

**Suivant $L_x$ :**

**En travée :**

$M_{tx} = 482 N.m$ ;Choix: 4T10 $\Rightarrow$ $A_t = 3{,}14 \frac{cm^2}{ml} \acute{A} = 0$

**Position de l'axe neutre (y) :**

$Y = by^2/2 + nA_S(y - d) = 0$

On à $\acute{A}_S = 0$ ; et n = 15

D'où

50y² -15$\times$ 3,14(13,5 – y) = 0

Donc : y=3,13 cm

***Calcul du moment d'inertie :***

I =by$^3$/3+15 $A_s$(d – y )²

$I = 100 \text{ x } 3{,}13^3 / 3 + 15 \text{ x } 3.14 (13{,}5 - 3{,}13)^2$

$I = 6087{,}13\ cm^4$

***La contrainte dans le béton $\overline{\sigma_{bc}}$ :***

$\delta_{bc} = K.y = (M_{ser} / I).y$

$$\delta_{bc} = \frac{482}{6087{,}13} \times 3{,}13 = 0{,}248 \text{Mpa}$$

***La contrainte admissible du béton σbc :***

$\overline{\delta_{bc}} = 0{,}6 f_{c28} = 15$Mpa

Alors :

$\delta_{bc} = 0{,}248$ Mpa $< \overline{\delta_{bc}} = 15\ Mpa$ ———— *vérifiée*

Donc les armatures calculées à l'E.L.U, ça nous convient.

***Sur appuis :***

$M_{app} = 0{,}32 KN.m$ ; $Choix: 4T8 \Rightarrow A_a = 2{,}01\ cm^2/ml$ ,$\acute{A} = 0$

***Position de l'axe neutre (y) :***

Y=2,57cm

***Moment d'inertie (I):***

$I = 4167{,}69 cm^4$

***La contrainte dans le béton $\sigma_{bc}$ :***

$\delta_{bc} = K.y = (M_{ser}/I).y$

$\delta_{bc} = \left(\frac{0,32}{4167,69} \ . \ 2,57\right) = 0,264Mpa$

***La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma_{bc}}$ :***

$\overline{\delta}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\ Mpa$

Alors

$\delta_{bc} = 0,264\text{Mpa} < \overline{\delta_{bc}} = 15\ Mpa$ ———————— $véréfiée$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

**Suivant $L_y$ :**

***En travée :***

$Mt_y = 0,41kN.m;\quad Choix: 4T10\ \Rightarrow\ A_t = 3,14\ cm^2\ /ml\ \ ;\acute{A} = 0$

***Position de l'axe neutre (y) :***

Y= by²/2+n$\acute{A}_S(y - d) = 0$

On à $\acute{A}_S = 0$ ; et n = 15

Donc : y=3 ,13 cm

***Calcul du moment d'inertie :***

I =by$^3$/3+15 $A_s$(d – y )²

I = 100 x3,13$^3$/ 3 + 15 x 3,14(13,5- 3,13)²

I =$6087,13\ cm^4$

**La contrainte dans le béton $\sigma_{bc}$ :**

$\delta_{bc} = K.y = (M_{ser}/I).y$

$\delta_{bc} = \left(\frac{0,41}{6087,13}\ \ 3,13\right) = 0,21Mpa$

**La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma_{bc}}$ :**

$\overline{\delta}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\ Mpa$

Alors

$\delta_{bc} = 0,21\text{Mpa} < \overline{\delta_{bc}} = 15\ Mpa$ ———————— $véréfie$

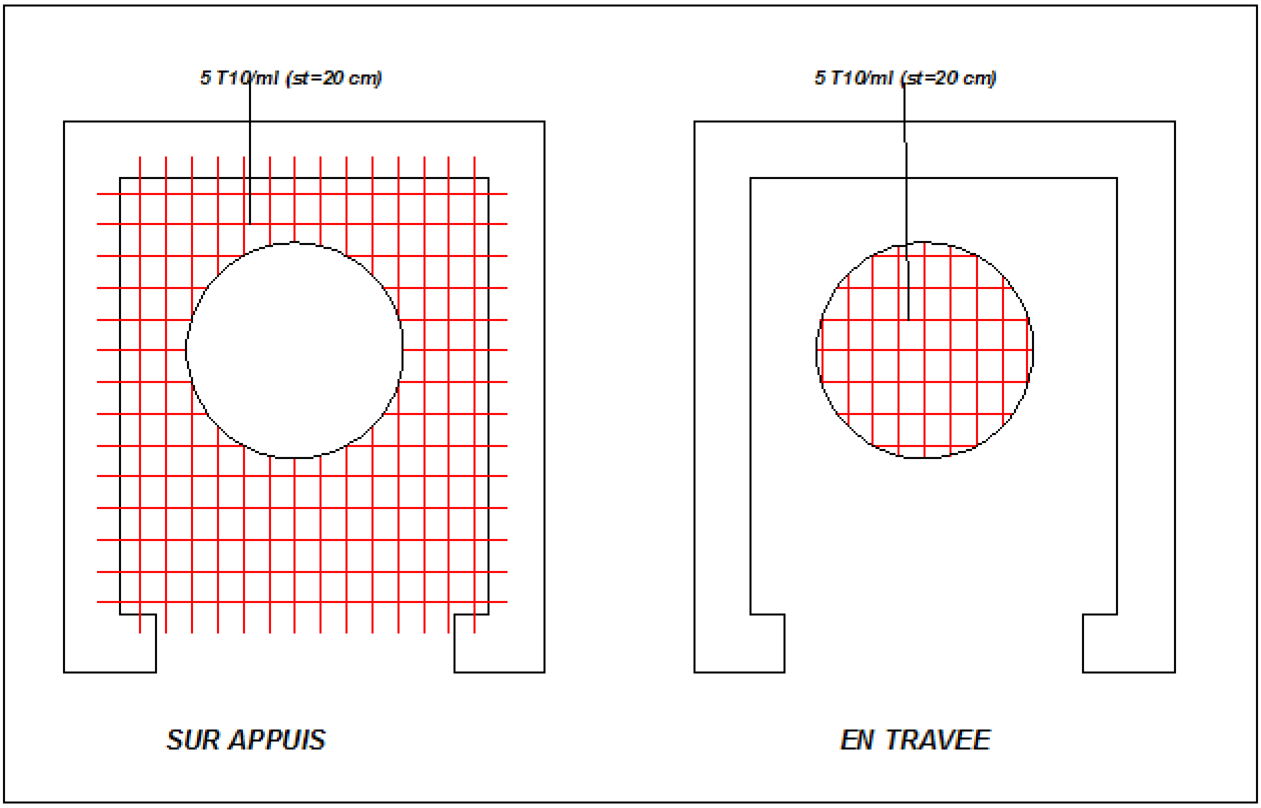
Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

## *Armatures finales :*

*Suivant $L_x$ : $A_t$=3,14cm²/ml soit4T10 /ml avec St=25cm*

*$A_a$=2,01cm²/ml soit4T8 /ml avec St=25cm*

*Suivant $L_y$ : $A_t$=3,14cm²/ml soit 4T10 /ml avec St=25cm*



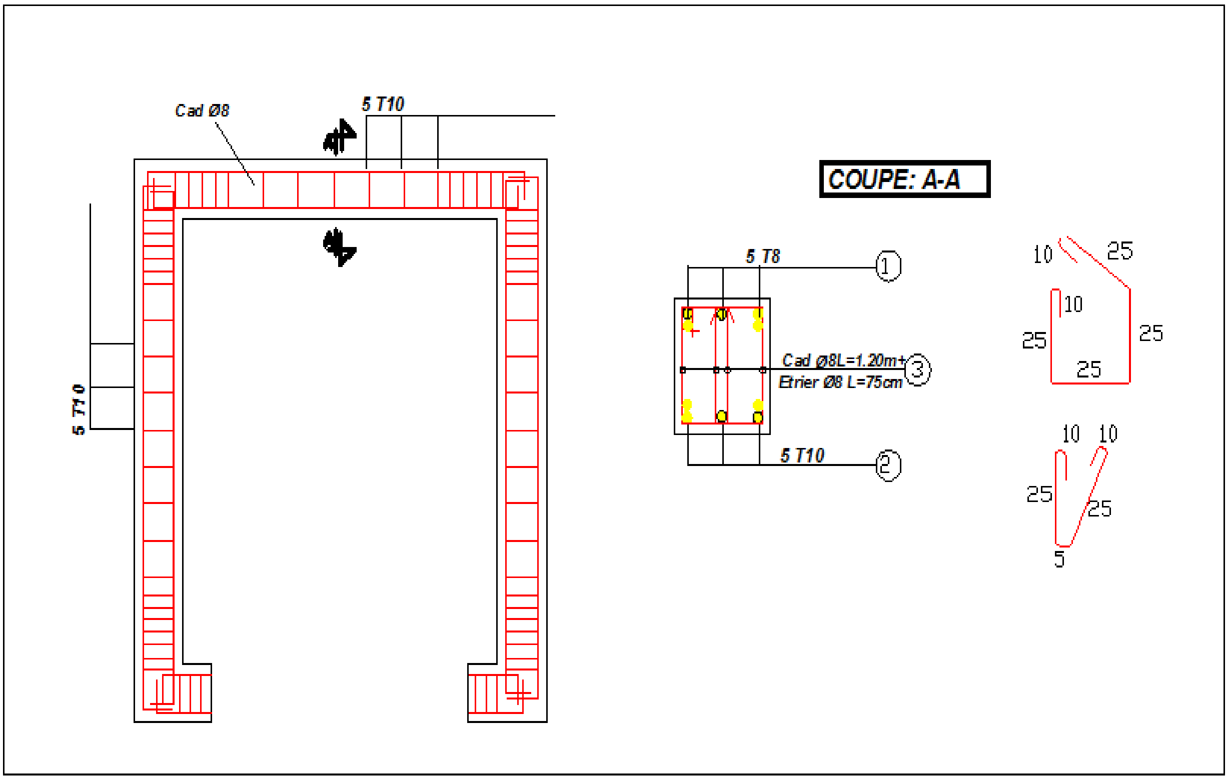




*Figure : IV.13.* Ferraillage de l'ascenseur.