

IV.1-Etude de l'acrotère

IV.1.1-Définition:

Elle est destinée à l'étanchéité et la protection. L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base (poutres de plancher terrasse). Cette dernière est soumise à un effort normal dû à son poids propre " W_p " et à un moment dû à une force horizontale donnée par le **RPA99** (article 6.2.3).

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

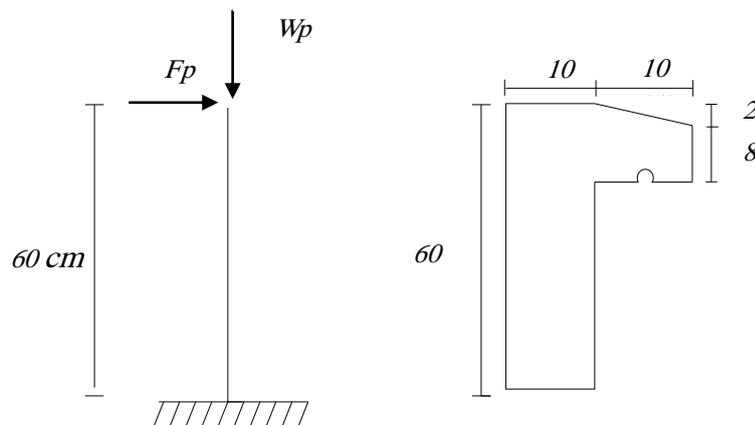


Figure IV-1: Schéma statique et dimensions de l'acrotère.

Avec :

$A = 0,10$: Facteur d'accélération sismique obtenu par (tableau 4.1).

$C_p = 0,8$: Facteur de force horizontale. (Tableau 6.1).

W_p : Poids de l'élément en considération.

$$F_p = 4 \times 0,10 \times 0,8 \times 1,725 = 0,552 \text{ KN.}$$

IV-1.2-Calcul des sollicitations :

a-ELU :

$$M_u = 1,5 \times F_p \times L = 1,5 \times 0,552 \times 0,6 = 0,3312 \text{ KN.m.}$$

$$N_u = 1,35 \times W_p = 1,35 \times 1,725 = 2,328 \text{ KN.}$$

b - ELS:

$$M_s = F_p \times L = 0,552 \times 0,6 = 0,3312 \text{ KN.m.}$$

$$N_s = W_p = 1,725 \text{ KN.}$$

IV.1.3-Calcul du ferrailage :

a-ELU :

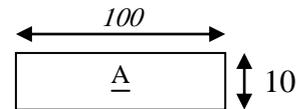
$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,3312}{2,328} = 0,14 \text{ m} = 14 \text{ cm.}$$

$$e > \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m} \Rightarrow \text{Le centre de pression se trouve à l'extérieur des armatures}$$

alors la section est partiellement comprimée (SPC) le calcul se fait à la flexion simple avec un moment fictif :

$$M_{uf} = N_u \times \left(e + d - \frac{h}{2} \right) = 2,328 \times \left(0,14 + 0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,3957 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{uf}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{0,3957 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,17} = 0,0044$$



Section de calcul.

$$\mu = 0,0044 \leq \mu_l = 0,093 \Rightarrow \text{Les armatures comprimées n'existent pas.}$$

$$\beta = 0,0044 \Rightarrow \alpha = 0,00550.$$

$$A_s^{fic} = \beta \times b \times d \times \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_s} = 0,0044 \times 100 \times 8 \times \frac{14,17}{348} = 0,14 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_s = A_s^{fic} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,14 - \frac{2,328 \times 1000}{348 \times 100} = 0,073 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

• **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A = \max(A_s, A_{min}) = \max(0,073 ; 0,966).$$

$$A = 0,966 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \Rightarrow \quad \text{Le choix : } 5T8 / \text{ml} \xrightarrow{e=20\text{cm}} 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Les armatures de répartition :

$$A_R = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,62 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad ; \text{ soit } \phi 8, e = 20 \text{ cm}.$$

b- ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries la fissuration est donc préjudiciable.

-Vérification des contraintes :

1-la contrainte limite du béton : $\overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$

2-la contrainte limite de l'acier : $\overline{\sigma}_s = 200 \text{ MPa}.$

-Centre de gravité :

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\left(\sqrt{1 + \frac{b \times d \times A_s}{7,5 \times A_s^2}} \right) - 1 \right] = \frac{15 \times 2,51}{100} \left[\left(\sqrt{1 + \frac{100 \times 8 \times 2,51}{7,5 \times 2,51^2}} \right) - 1 \right].$$

$y = 2,10 \text{ cm}.$

-Inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] = \frac{100 \times 2,10^3}{3} + 15[2,51(8 - 2,10)^2].$$

$I = 1619,2965 \text{ cm}^4.$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0,3312 \times 10^5}{1619,2965} \Rightarrow K = 20,45 \text{ N/mm}^3.$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K \times y = 20,45 \times 10^{-2} \times 2,10 = 0,43 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}. \\ \sigma_{su} = 15 \times K \times (d - y) = 15 \times 20,45 \times 10^{-2} \times (80 - 21) = 180,98 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}.. \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s < \overline{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à ELU sont maintenues.}$$

• Vérification de la contrainte de cisaillement :

$T_{\max} = 1,5 \times F_p = 1,5 \times 552 = 828 \text{ N}.$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{828}{1000 \times 80} = 0,010 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2,5MPa .$$

$\left. \begin{array}{l} \tau_u < \overline{\tau_u} . \\ \text{Pas de reprise de bétonage.} \end{array} \right\} \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.2-Les balcons :

Dans notre projet le balcon est calculé comme une dalle pleine encasté à deux côtés.

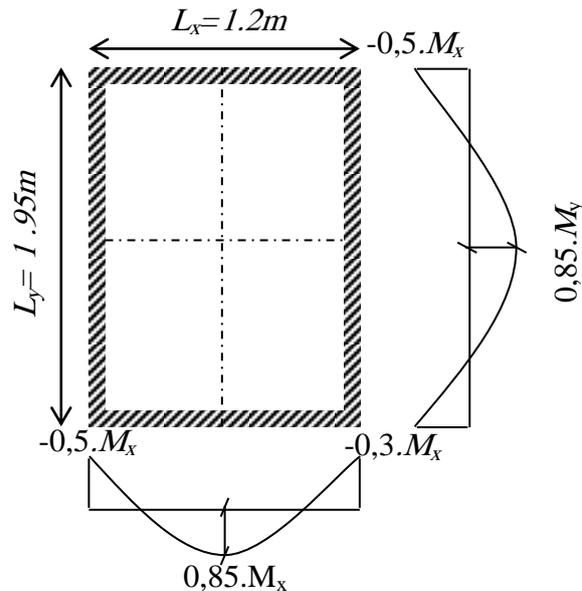


Figure IV.2 panneau le plus favorable.

Dans ce projet on a toujours $0,4 \leq \rho = L_x/L_y = 1,2/1,95 = 0,61 \leq 1$ et la charge est uniformément répartie donc la dalle portant dans les deux sens.

$$G = 5.06 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 .$$

-Les combinaisons d'action :

1- ELU : $q_u = (1,35.G + 1,5 .Q).1m = (1,35. 5,06 + 1,5 .3,5).1 = 12,08 \text{ KN/ml} .$

2-ELS: $q_s = (G + Q). 1m = (5,06 +3,5) .1 = 8,56 \text{ KN / ml} .$

• **Les moments au niveau d'appui et travée suivant les deux sens :**

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 . \quad M_y = \mu_y \cdot M_x .$$

Chapitre IV : Calculs des éléments non structuraux

1-ELU : $v = 0 \Rightarrow \mu_x = 0,0808$; $\mu_y = 0,3075$.

2-ELS : $v = 0,2 \Rightarrow \mu_x = 0,0857$; $\mu_y = 0,4781$.

a-Calcul à ELU:

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0808 \times 12,08 \times 1,2^2 = 1,4 \text{ KN.m.}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,3075 \times 1,4 = 0,430 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_x = 0,85 \times 1,4 = 1,19 \text{ KN.m.}$$

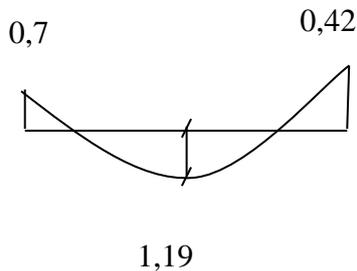
$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_y = 0,85 \times 0,430 = 0,3655 \text{ KN.m.}$$

$$M_{aex} = M_{aey} = 0,3 \cdot M_{ox} = 0,3 \times 1,4 = 0,42 \text{ KN.m}$$

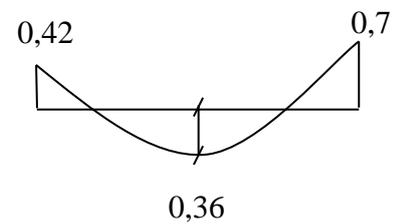
$$M_{acx} = M_{acy} = 0,5 \cdot M_{ox} = 0,5 \times 1,4 = 0,7 \text{ KN.m}$$

• Digrammes des moments :

1- Sens x- x :

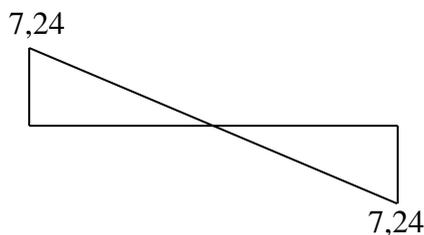


2- Sens y-y :

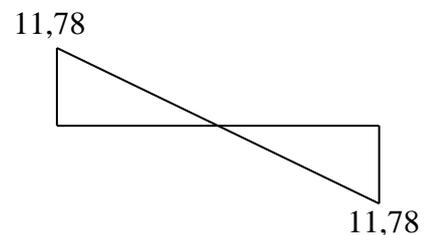


• Digrammes des efforts tranchants : $T = \frac{q \cdot L}{2}$.

1- Sens x- x



2- Sens y-y :



b-Calcul à ELS:

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0857 \times 8,56 \times 1,2^2 = 1,056 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,4781 \times 1,056 = 0,505 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_{ox} = 0,85 \times 1,056 = 0,897 \text{ KN.m.}$$

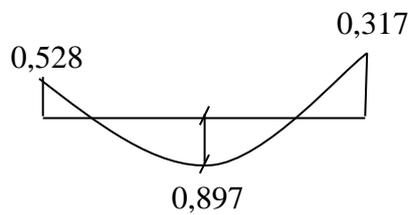
$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_{oy} = 0,85 \times 0,505 = 0,429 \text{ KN.m.}$$

$$M_{aex} = M_{aey} = 0,3 \cdot M_{ox} = 0,3 \times 1,056 = 0,317 \text{ KN.m}$$

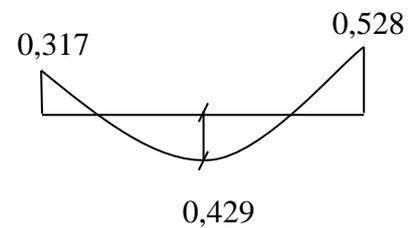
$$M_{acx} = M_{acy} = 0,5 \cdot M_{ox} = 0,5 \times 1,056 = 0,528 \text{ KN.m}$$

• **Digrammes des moments :**

1- Sens x- x :

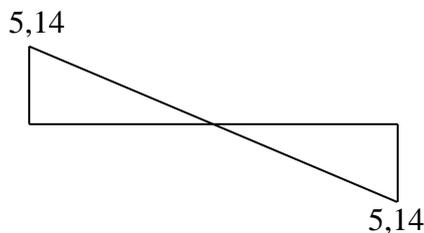


2- Sens y- y :

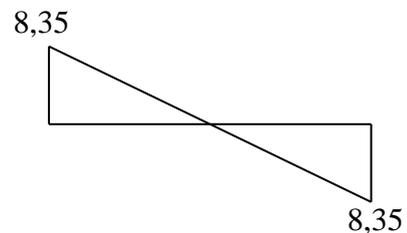


• **Digrammes des efforts tranchants :** $T = \frac{q \cdot L}{2}$.

1- Sens x- x



2- Sens y- y :



IV.2.1-Calcul du ferrillage :

1- Sens x- x et Sens y- y

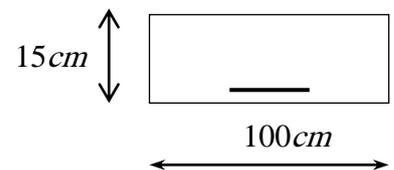
En travée et en appuis

a-ELU :

$$M_{tx} = 1,19 \text{ KN.m} \quad M_{ty} = 0,36 \text{ KN.m} \quad d = 0,9 \cdot h = 13,5 \text{ cm.}$$

$$M_{ax} = 0,7 \text{ KN.m} \quad M_{ay} = 0,7 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,19 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 135^2} = 0,0046.$$



Section de calcul.

$\mu \leq \mu_L = 392(fe\ 400) \Rightarrow$ Les armatures comprimées n'existent pas.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,0057.$$

$$\beta = 0,8 \cdot \alpha = 0,8 \times 0,0057 = 0,004.$$

$$A_{cal} = \beta \cdot b \cdot d \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{su}} = 0,0045 \times 100 \times 13,5 \times \frac{14,17}{348} = 0,25 \text{ cm}^2.$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{fe} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(0,25; 1,63) \Rightarrow A = 1,63 \text{ cm}^2$$

Le choix : soit T12. esp 15cm. Pour les deux sens au niveau de travée et l'appui

b-ELS :

$$M_s = 0,897 \text{ KN.m.}$$

-Vérification des contraintes :

1-la contrainte limite du béton : $\overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

2-la contrainte limite de l'acier : $\overline{\sigma}_s = 200 \text{ MPa.}$

-Centre de gravité:

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\left(\sqrt{1 + \frac{b \cdot d}{7,5A_s}} \right) - 1 \right] \Rightarrow y = \frac{15 \times 6,78}{100} \left[\left(\sqrt{1 + \frac{100 \times 13,5}{7,5 \times 6,78}} \right) - 1 \right].$$

$$y = 4,32 \text{ cm.}$$

-Inertie :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] \Rightarrow I = \frac{100 \times 4,32^3}{3} + 15[6,78(13,5 - 4,32)^2].$$

$$I = 11257,88 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0,897 \times 10^6}{11257,88 \times 10^4} = 0,0079 \text{ N/mm}^3.$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 0,0079 \times 43,2 = 0,34 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y) = 15 \times 0,0079(135 - 43,2) = 10,87 \text{ Mpa.}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 0,34MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa. \\ \sigma_s = 10,87MPa < \overline{\sigma_s} = 200MPa. \end{cases}$$

Donc les armatures calculées à L'ELU sont maintenues.

-Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \Rightarrow \quad \underline{\text{Le choix}} : 4T10/\text{ml} \rightarrow 3,14\text{cm}^2/\text{ml} \Rightarrow e=25 \text{ cm.}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T_{\max} = 11,78KN$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{11,78 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,087MPa.$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = \{2,5; 4MPa\}.$$

$$\overline{\tau} = 2,5MPa.$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u < \overline{\tau_u}. \\ \text{Pas de reprise de bétonage.} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

IV.3. Etude des escaliers

IV.3.1 Définition :

Les escaliers constituent le moyen le plus couramment employé dans la circulation verticale. Ils sont disponibles, soit à titre de circulation principale, soit à titre de circulation de service ou de secours. Il permet de changer les niveaux avec un minimum des efforts et un maximum de sécurité.

Dans notre structure, nous avons un escalier à paillasse simple. Cet escalier est constitué de deux volée et un palier de repos.

IV.3.2 Description :

L'escalier se compose généralement d'un certain nombre de **marches** qui définit la hauteur d'étage .Elles peuvent être porteuses ou portée sur une paillasse.

- **La paillasse :**

Est une dalle en béton armé dont la pente correspond à celle de l'escalier. Elle repose sur des appuis corçus à cet effet.

- **Palier de repos :**

On peut toujours équiper un escalier avec une petite dalle dite **palier de repos**. Elle permet aux utilisateurs de se reposer.

- **L'emmarchement :**

la longueur d'une marche.

- **Le giron :**

g : la largeur d'une marche.

h : la hauteur d'une marche.

- **Garde-corps**

a pour rôle d'éviter les risques de chute.

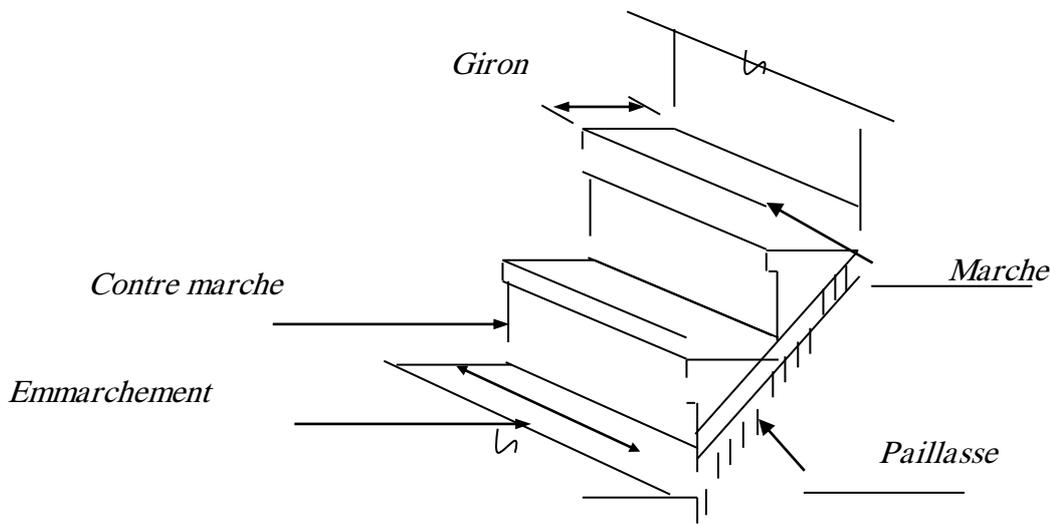


Figure IV-3 : Schéma d'un escalier.

IV.3.3 Dimension des escaliers :

Les dimensions des marches (g ; h) sont variables selon la destination d'escalier, ils sont liés par la formule de « *BLONDEL* ».

$$2. h + g = m$$

Avec :

g : la largeur d'une marche, est compris entre : $25\text{ cm} \leq g \leq 32\text{ cm}$.

h : la hauteur d'une marche, est compris entre : $14\text{ cm} \leq h \leq 18\text{ cm}$.

m : la longueur du pas, est compris entre : $59\text{ cm} \leq m \leq 66\text{ cm}$.

La hauteur à monter H correspond à un nombre n (entier) de marches $H = n \times h$.

Un escalier qui a $h = 17\text{ cm}$ est très confortable.

La longueur du pas : $m = 64\text{ cm}$.

D'après (IV -3) : $g = m - 2.h = 64 - 34 = 30\text{ cm}$.

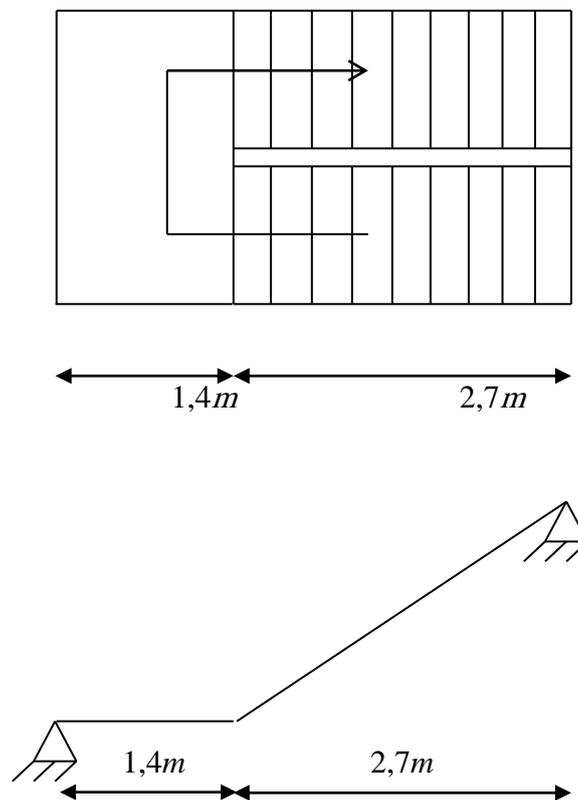


Figure IV-4 : Schéma statique de l'escalier.

Epaisseur de la paillasse = 15cm.

Epaisseur de palier = 15cm.

IV.3.4.Descentes des charges :

a- La paillasse :

• Charge permanente (G) :

• Revêtement horizontal.	—————→	1,04 KN /m ² .
• Revêtement vertical	—————→	0,58 KN /m ² .
• Poids propre de la paillasse ($25 \times \frac{e}{\cos \alpha}$)	—————→	4,31 KN /m ² .
• Enduit en ciment (1,5cm)	—————→	0,27 KN /m ² .
• Poids propre des marches ($22 \times h/2$)	—————→	1,87 KN /m ² .
		G =8,07 KN /m ² .

b- Le palier :

-Charge permanente (G) :

• Carrelage+ sable + mortier de pose	—————→	1,04 KN /m ² .
• Poids propre du palier	—————→	3,75 KN /m ² .
• Enduit en ciment (ep=1.5cm)	—————→	0,27 KN /m ² .
		G =5,06 KN /m ² .

-Surcharge d'exploitation (P) :

$$Q = 2,5KN / m.^2$$

IV.3.5.Les Combinaisons fondamentales :

a- La paillasse :

1-ELU :

$$q_{um} = (1,35G + 1,5Q) = 1,35 \times 8,07 + 1,5 \times 2,5 = 14,64KN / ml.$$

2-ELS : $q_{sm} = (G + P) = 8,07 + 2,5 = 10,57KN / ml.$

b- Le palier :

1-ELU :

$$q_{um} = (1,35G + 1,5P) = 1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 2,5 = 10,58KN / ml.$$

2-ELS :

$$q_{sm} = (G + P) = 5,06 + 2,5 = 7,56KN / ml.$$

- Vérification de condition pour la charge de calcul :

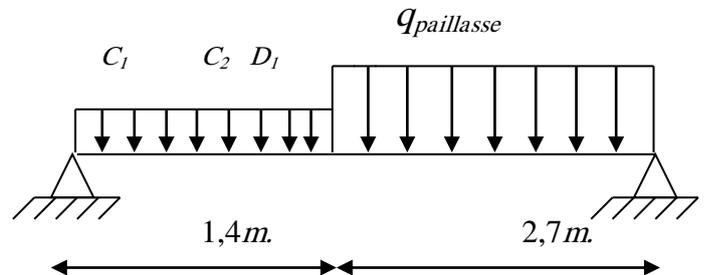
1-ELU :

$$\frac{\Delta q}{q_{\min}} = \frac{14,65 - 10,58}{10,58} = 0,38 \geq 0,15.$$

2- ELS :

$$\frac{\Delta q}{q_{\min}} = \frac{10,57 - 7,56}{7,56} = 0,39 \geq 0,15.$$

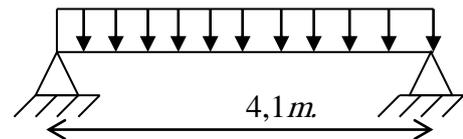
⇒ Le calcul se fait par le schéma.



IV-3.6 Evaluation des moments :

Calcul à ELU : La charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{(14,65 \times 2,70) + (10,58 \times 1,4)}{2,7 + 1,4} = 13,26 \text{ KN./ml.}$$



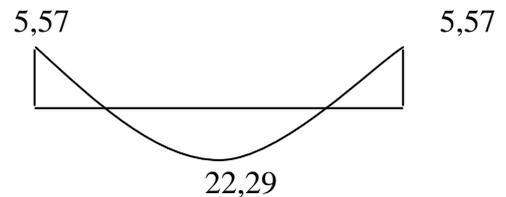
- Moments fléchissant:

$$M_0 = \frac{q_{eq} \times L^2}{8} = \frac{13,26 \times 4,1^2}{8} = 27,86 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0,8M_0 = 22,29 \text{ KN.m (Moment en travée).}$$

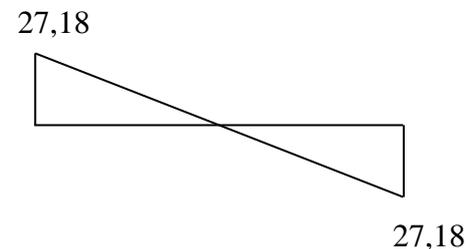
$$M_a = 0,2M_0 = 5,57 \text{ KN.m (Moment en appui)}$$

Schéma de la charge équivalente



- Les efforts tranchants:

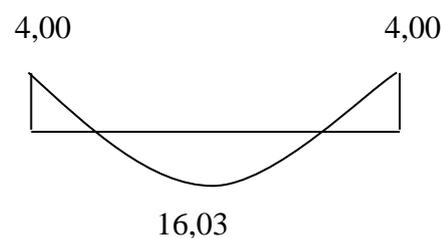
$$T = \frac{q \times L}{2} = \frac{13,26 \times 4,1}{2} = 27,18 \text{ KN.}$$



Calcul à ELS :

- La charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{(10,57 \times 2,70) + (7,56 \times 1,4)}{2,7 + 1,4} = 9,54 \text{ KN./ml.}$$



- Les moments fléchissant :

$$M_0 = \frac{q_{eq} \times L^2}{8} = \frac{9,54 \times 4,1^2}{8} = 20,04 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8M_0 = 16,03 \text{ KN.m (Moment en travée).}$$

$$M_a = 0,2M_0 = 4,00 \text{ KN.m (Moment en appui).}$$

IV.3.7. Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait pour une bande d'épaisseur de 15cm et 1m de largeur.

a-ELU :

En travée :

$$M_t = 22,29 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{22,29 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 135^2} = 0,0863.$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$\beta = 0,0904 \Rightarrow \alpha = 0,1130.$$

$$A_{cal} = \frac{\beta \times \sigma_{bc} \times b \times d}{\sigma_s} = \frac{0,0904 \times 14,17 \times 1000 \times 135}{348} = 4,97 \text{ cm}^2.$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A = \max(A_{min}, A_{cal}) = 4,97 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \quad \underline{\text{Le choix}} : \text{ soit } T12 \rightarrow 7,92 \text{ cm}^2. \quad \text{esp } 15 \text{ cm.}$$

En appuis :

$$M_a = 5,57 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5,57 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 135^2} = 0,0215$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow A' \text{ N'existe pas} \quad ; \quad \beta = 0,0217 \Rightarrow \alpha = 0,0272$$

$$A_{cal} = \frac{\beta \times \sigma_{bc} \times b \times d}{\sigma_s} = \frac{0,0217 \times 14,17 \times 1000 \times 135}{348} = 1,19 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A = \max(A_{min}, A_{cal}) = 1,63 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \underline{\text{Le choix :}} \quad T12 \rightarrow 7,92 \text{ cm}^2. \text{ esp } 15 \text{ cm.}$$

b- ELS :

En travée :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{- section rectangulaire.} \\ \text{- fissuration peu nuisible.} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \\ \text{- flexion simple.} \\ \text{- Acier } f_e \text{ E 400 .} \end{array} \right.$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{22,29}{16,03} \Rightarrow \gamma = 1,39 \quad ; \quad \alpha = 0,1130 < \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b.$$

\Rightarrow Les armatures calculées à *ELU* sont maintenues.

• **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{cal}}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \Rightarrow \quad \underline{\text{Le choix :}} \quad 5T10/\text{ml} \rightarrow A_r = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

En appuis :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .

- section rectangulaire.
- fissuration peu nuisible. $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
- flexion simple.
- Acier FE 400.

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{5,57}{4,00} \Rightarrow \gamma = 1,39 \quad ; \quad \alpha = 0,272 < \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b.$$

\Rightarrow Les armatures calculées à *ELU* sont maintenues.

IV.3.8-Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T \max}{b \times d} = \frac{27,18 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,2013 \text{Mpa}.$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{Mpa} \right\} = \{3,33; 5 \text{Mpa}\}.$$

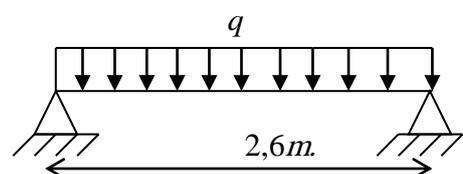
$$\bar{\tau} = 3,33 \text{Mpa}.$$

$\left. \begin{array}{l} \tau_u < \bar{\tau}_u \\ \text{Pas de reprise de bétonage} \end{array} \right\} \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.3.9-Ferraillage de la poutre palière :

$$h > \frac{L}{12,5} = \frac{2,6}{12,5} = 0,208 \text{m} = 20,8 \text{cm} \quad \Rightarrow \text{P (30X35)}$$

$$q_t = q \text{ (Poids propre) } + R \text{ (paillasse).}$$



Chapitre IV : Calculs des éléments non structuraux

$$q_t^u = 1,35 \times (0,3 \times 0,35 \times 25) + 27,18 = 30,72 \text{ KN/ml.}$$

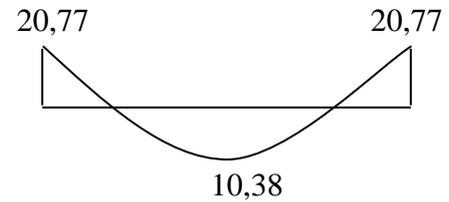
$$q_t^s = (0,3 \times 0,35 \times 25) + 19,56 = 22,18 \text{ KN/ml.}$$

- **Les sollicitations :**

1-ELU :

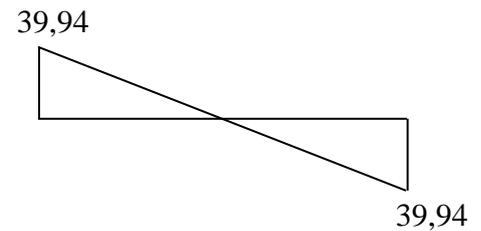
$$M_t = \frac{q_{eq} \times L^2}{20} = \frac{30,72 \times 2,6^2}{20} = 10,38 \text{ KN.m.}$$

$$M_a = \frac{q_{eq} \times L^2}{10} = \frac{30,72 \times 2,6^2}{10} = 20,77 \text{ KN.m.}$$



- **Les efforts tranchants :**

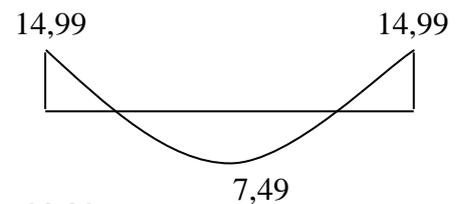
$$T = \frac{q \times L}{2} = \frac{30,72 \times 2,6}{2} = 39,94 \text{ KN.}$$



2-ELS :

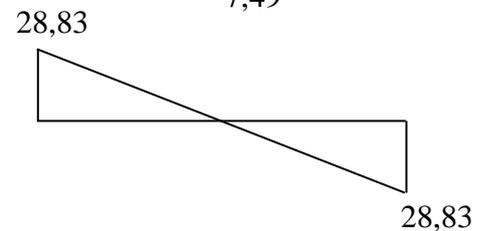
$$M_t = \frac{q_{eq} \times L^2}{20} = \frac{22,18 \times 2,6^2}{20} = 7,49 \text{ KN.m.}$$

$$M_a = \frac{q_{eq} \times L^2}{10} = \frac{22,18 \times 2,6^2}{10} = 14,99 \text{ KN.m.}$$



- **Les efforts tranchants :**

$$T = \frac{q \times L}{2} = \frac{22,18 \times 2,6}{2} = 28,83 \text{ KN.}$$



➤ **Le ferrailage :**

1-ELU :

En travée :

$$M_t = 10,38 \text{ KN.m. ; } d = 31,5 \text{ cm.}$$

$$\mu = 0,0402 \Rightarrow \beta = 0,0410 \Rightarrow \alpha = 0,0513 \Rightarrow A_{cal} = 2,25 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \max(A_{cal}; A_{min}) = 2,25 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \underline{\text{Le choix : 3T14.}}$$

Chapitre IV : Calculs des éléments non structuraux

En appuis $M_a = 20,77 \text{ KN.m}$; $d = 31,5 \text{ cm}$.

$$\mu = 0,0804 \Rightarrow \beta = 0,0839 \Rightarrow \alpha = 0,1049 \Rightarrow A_{cal} = 4,61 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \max(A_{cal}; A_{min}) = 4,61 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \underline{\text{Le choix : 3T14.}}$$

2-ELS :

En travée :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .

- section rectangulaire.
- fissuration peu nuisible. $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
- flexion simple.
- Acier FE 400.

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{10,38}{7,49} \Rightarrow \gamma = 1,38 \quad ; \quad \alpha = 0,0402 < \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b.$$

\Rightarrow Les armatures calculées à *ELU* sont maintenues.

En appuis :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .

- section rectangulaire.
- fissuration peu nuisible. $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
- flexion simple.
- Acier FE 400.

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{20,77}{14,99} \Rightarrow \gamma = 1,38 \quad ; \quad \alpha = 0,1049 < \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b.$$

⇒ Les armatures calculées à ELU sont maintenues.

• **Vérification la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{27,18 \times 1000}{300 \times 350} = 0,26 \text{MPa}.$$

$$\bar{\tau} = 3,33 \text{Mpa (fissuration peu nuisible)}.$$

$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

• **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{350}{35}; 14; \frac{300}{10}\right) \leq (10 ; 14 ; 30) \text{mm}.$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm.} \quad \Rightarrow \quad \underline{\text{Le choix :}} \quad 4\phi 8 \quad \longrightarrow \quad A_t = 2 \text{ cm}^2.$$

• **Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

Soit δ_t : l'espacement entre les armatures transversales.

$$-\delta_{t1} \leq \frac{0,9 \times 2 \times 235}{30 \times 1,15 \times (0,26 - (0,3 \times 2,1))} = 33,14 \text{cm}.$$

$$-\delta_{t2} = \min(0,9.d; 40 \text{cm}) = \min(28,35 ; 40 \text{cm}) = 28,35 \text{ cm}.$$

$$-\delta_{t3} \leq \frac{2 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,16 \text{cm}.$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) \Rightarrow \delta_t = 15 \text{cm}.$$