

1-Etude de l'acrotère

IV-1 définition :

L'acrotère est destiné 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).

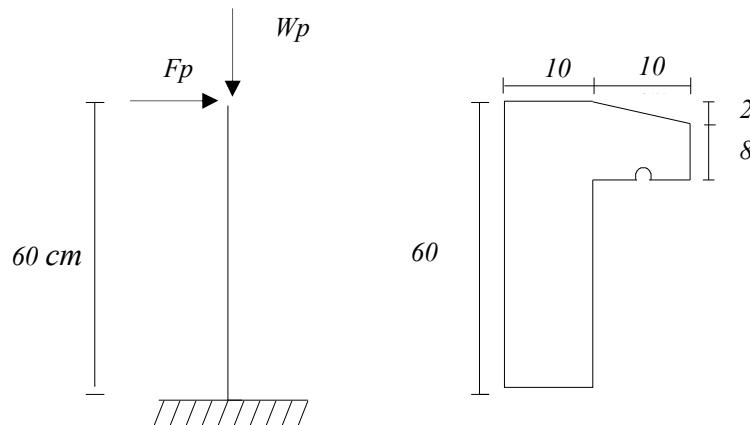


Figure IV-1: Schéma statique et dimensions de l'acrotère.

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

Avec :

$A = 0,10$: Facteur d'accélération sismique obtenu par (RPA.99).

$C_p = 0,8$: Facteur de force horizontale. (RPA.9) .

$W_p = S \times 25 = 0,0685 \times 25 = 1,712$: Poids de l'élément en considération.

$$F_p = 4 \times 0,10 \times 0,8 \times 1,712 = 0,547 \text{ KN} .$$

IV-1.2 Calcul des sollicitations :

1-ELU :

$$M_u = 1,5 \times F_p \times L = 1,5 \times 0,547 \times 0,6 = 0,482 \text{ KN.m} .$$

$$N_u = 1,35 \times W_p = 1,35 \times 1,725 = 2,31 \text{ KN} .$$

2-ELS:

$$M_s = F_p \times L = 0,547 \times 0,6 = 0,2628 \text{ KN.m} .$$

$$N_s = W_p = 1,712 \text{ KN} .$$

IV -1.3 Calcul du ferrillage :**1-ELU :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,394}{2,31} = 0,17m = 17cm .$$

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

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

$$M_{uf} = N_u \times \left(e + d - \frac{h}{2} \right) = 2,31 \times \left(0,17 + 0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,462KN.m.$$

$$\mu = \frac{M_{uf}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{0,462 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,16} = 0,0492 .$$

$$\mu = 0,0412 \leq \mu_l = 0,093 \Rightarrow \text{Les armatures comprimées n'existent pas.}$$

$$\beta = 0,0420 \Rightarrow \alpha = 0,0520 .$$

$$A_s^{fic} = \beta \times b \times d \times \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_s} = 0,0420 \times 100 \times 8 \times \frac{14,16}{348} = 1,36cm^2 / ml .$$

$$A_s = A_s^{fic} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 1,36 - \frac{2,31 \times 1000}{348 \times 100} = 1,29cm^2 / ml .$$

• Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0,96 cm^2 / ml .$$

$$A = \max(A_s, A_{min}) = \max(1,29 ; 0,96) .$$

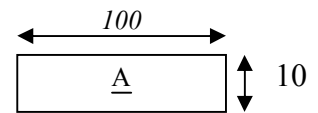
$$\Rightarrow A = 1,29cm^2 / ml .$$

On adopte : T8/ml $\rightarrow e = 15cm$

• Les armatures de répartition :

$$A_R = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,62cm^2 / ml .$$

soit T8 , e = 15cm.



Section de calcul.

2-ELS :

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

• Vérification des contraintes :

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

2-la contrainte limite de l'acier : $\overline{\sigma}_s = 201,63MPa$.

• Centre de graviter :

$$y = \frac{15As}{b} \left[\left(\sqrt{1 + \frac{b \times d \times As}{7,5 \times As^2}} \right) - 1 \right] = \frac{15 \times 3,52}{100} \left[\left(\sqrt{1 + \frac{100 \times 8 \times 3,52}{7,5 \times 3,52^2}} \right) - 1 \right].$$

$$y = 2,42cm .$$

• Inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15[As(d - y)^2] = \frac{100 \times 2,42^3}{3} + 15[3,52(8 - 2,42)^2].$$

$$I = 1839,22cm^4 .$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0,2628 \times 10^6}{1839,22 \times 10^4} \Rightarrow K = 0,014N/mm^3 .$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K \times y = 0,014 \times 2,42 \times 10 = 0,33MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 12MPa. \\ \sigma_{su} = 15 \times K \times (d - y) = 15 \times 0,014 \times (90 - 24,2) = 13,81MPa \leq \overline{\sigma}_s = 200MPa.. \end{cases}$$

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

• Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_{max} = 1,5 \times F_p = 1,5 \times 438 = 657N .$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{657}{1000 \times 80} = 0,008MPa .$$

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

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

2-Etude du balcon

IV- 2.1 Définitions:

Le balcon est un élément qui déborde de la structure ; il peut être en dalle pleine ou corps creux , leur comportement est assimilé à celui d'une dalle pleine encadrée sur deux ou trois coté ou comme une console encadrée à une extrémité sur la poutre de rive.

Dans notre projet on distingue un types des balcons :

IV-2.2 Exemple de calcule :

Le balcon sera étudié comme étant une console soumise au plus de son poids propre à une charge répartie due au revêtement d'une part et une charge

Avec:

- G : Charge permanente (balcon).
- P : Surcharge d'exploitation.
- Q : Charge concentrée du mur en brique de hauteur 1m et d'épaisseur (e=10cm).

On a un seul type de balcons dans les différents étages.

L'épaisseur du balcon: e=15cm

a- Descente de charges :

• Charge permanente (G) :

-Revêtement horizontal (carrelage +sable+mortier de pose)	→ 1,04 KN/m ² .
-Poids propre de la dalle : (e=12cm) 25 x 0,12	→ 3,00 KN/m ² .
-Enduit en ciment (0,18x1, 5)	→ 0,27 KN/m ² .
	G = 4,31 KN/m².

• Surcharge d'exploitation (P) : P =3,50 KN/m².

• Charge du mur (Q) :

D'après cahier de surcharges :

Le mur à 10cm d'épaisseur et de hauteur $h = 1m$.

$$Q = \rho \times h \times 1$$

Avec :

ρ : masse surfacique, elle est prise égale à 0,9KN/m².

$$Q = 1 \times 1 \times 0,9 = 0,9 \text{ KN/m}^2.$$

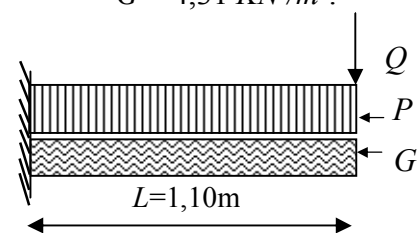


Figure IV-2: Schéma statique du balcon.

b- Evaluation des moments :

$$M_G = -G \times \frac{L^2}{2} = -4,3 \times \frac{1,10^2}{2} = -2,60 \text{ KN.m.}$$

$$M_p = -P \times \frac{L^2}{2} = -3,5 \times \frac{1,10^2}{2} = -2,12 \text{ KN.m.}$$

$$M_Q = -Q \times L = -0,9 \times 1,10 = -0,99 \text{ KN.m.}$$

c- Combinaisons fondamentales :**1-ELU :**

$$M_u = 1,35(M_G + M_Q) + 1,5M_p = 1,35(-2,60 - 0,99) + 1,5(-0,99).$$

$$M_u = -6,33 \text{ KN.m.}$$

2-ELS :

$$M_s = M_G + M_Q + M_p = -2,60 - 2,12 - 0,99.$$

$$M_s = -5,71 \text{ KN.m.}$$

d- Calcul du Ferrailage:**1-ELU :**

$$M_u = 6,33 \text{ KN.m.} \quad d = 0,9 \times h = 0,9 \times 12 = 10,8 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6,33 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 10,8^2} = 0,0405.$$

$$\beta = 0,0414.$$

$$A_{cal} = 0,0414 \times 1000 \times 105 \times \frac{14,17}{348}.$$

$$A_{cal} = 1,77 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

• Condition de non fragilité:

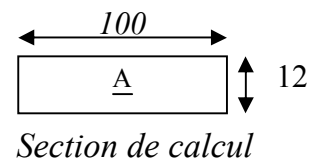
$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}.$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 105 \times \frac{2,1}{400} = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = \max(1,26 ; 1,77) \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$\Rightarrow A_s = 1,77 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Soit ; T12/ \longrightarrow esp = 15cm



2-ELS :

$$M_s = 5,71 \text{KN.m.}$$

• 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 : $\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa.}$

• Centre de graviter:

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\left(\sqrt{1 + \frac{b.d}{7,5A_s}} \right) - 1 \right] \Rightarrow y = \frac{15 \times 7,92}{100} \left[\left(\sqrt{1 + \frac{100 \times 10,5}{7,5 \times 7,92}} \right) - 1 \right].$$

$$y = 2,63 \text{cm.}$$

• Inertie :

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2] \Rightarrow I = \frac{100 \times 2,63^3}{3} + 15[7,92(10,5 - 2,63)^2].$$

$$I = 7964,49 \text{cm}^4.$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{5,71 \times 10^6}{7964,49 \times 10^4} = 0,071 \text{N/mm}^3.$$

$$\sigma_{bc} = K.y = 0,071 \times 2,63 = 0,19 \text{MPa.}$$

$$\sigma_s = 15K(d-y) = 15 \times 0,071(10,5 - 2,63) = 83,82 \text{Mpa.}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 0,19 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.} \\ \sigma_s = 83,82 \text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa.} \end{cases}$$

Donc les armatures calculées à L'ELU sont maintenues.

• Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Le choix : T12 $\Rightarrow e = 15 \text{ cm.}$

e- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\left\{ \begin{aligned} q &= (1,35 \times 4,31) + (1,5 \times 3,5) = 11,06 \text{KN/ml.} \\ p &= 1,35 \times 0,9 = 1,215 \text{KN/ml.} \end{aligned} \right.$$

$$R_1 = 1,215 + (11,06 \times 1,10) \Rightarrow R_1 = 13,38 \text{KN/ml.}$$

$$T = R_1 + q.x.$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T = R_1 = 13,38KN. \\ x = 1,10 \Rightarrow T = KN. \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{T \max}{b \times d} = \frac{13,38 \times 10^3}{1000 \times 105} = 0,127MPa.$$

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

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u.$$

Pas de reprise de bétonage. } \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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 crocus a' 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'embranchement : 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.

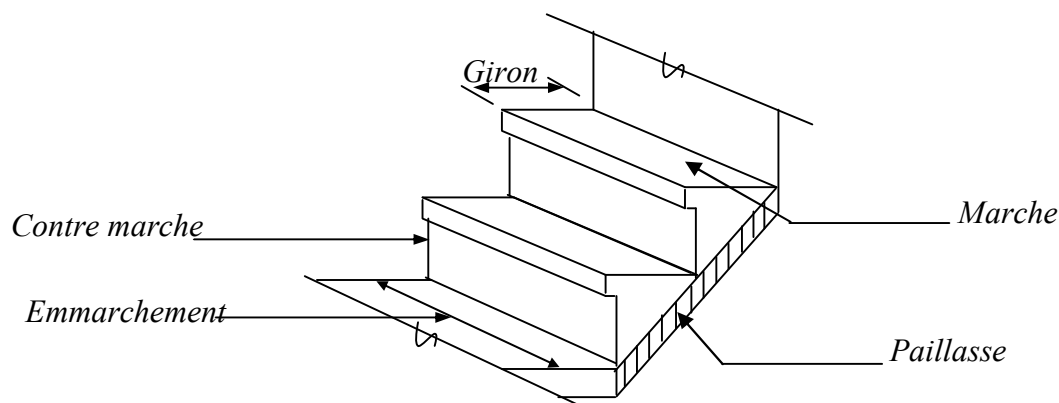


Figure IV-2: Schéma d'un escalier.

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* ».

$$\boxed{2 \cdot h + g = m} \quad (IV-3)$$

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) : $g = m - 2 \cdot h = 64 - 34 = 30 \text{ cm}$.

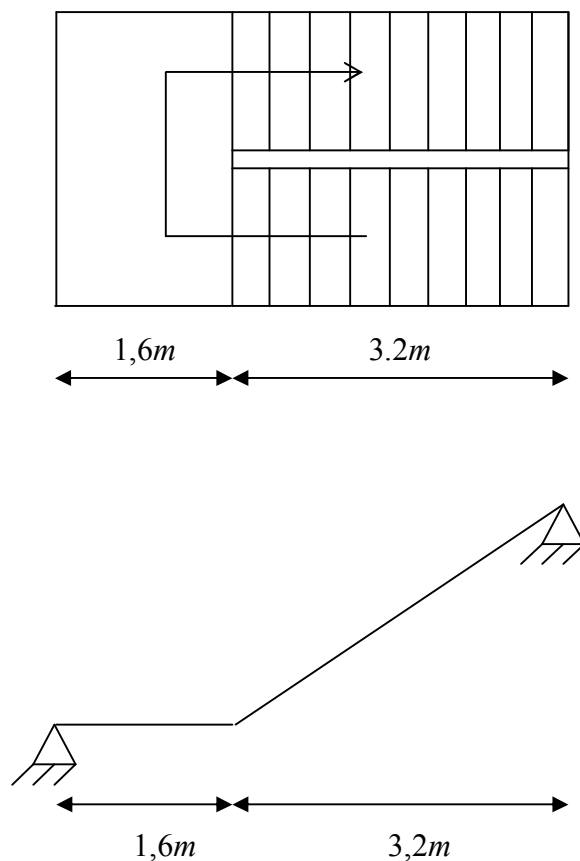


Figure IV-4 : Schéma statique de l'escalier.

Epaisseur de la paillasse = 12cm.

Epaisseur de palier = 12cm.

IV-3.4 Descentes des charges :

a- La paillasse :

• Charge permanente (G) :

- Revêtement horizontal. \longrightarrow 1,04 KN /m².
 - Revêtement vertical \longrightarrow 0,58 KN /m².
 - Poids propre de la paillasse ($25 \times \frac{e}{\cos \alpha}$) \longrightarrow 3,44 KN /m².
 - Enduit en ciment (2cm) \longrightarrow 0,36 KN /m².
 - Poids propre des marches ($22 \times h/2$) \longrightarrow 1,87 KN /m².
-
- $G = 7,29 \text{ KN /m}^2$.

b- Le palier :

• Charge permanente (G) :

- Carrelage+ sable + mortier de pose \longrightarrow 1,04 KN /m².
 - Poids propre du palier \longrightarrow 3,00 KN /m².
 - Enduit en ciment (ep=2cm) \longrightarrow 0,36 KN /m².
-
- $G = 4,40 \text{ KN /m}^2$.

• Surcharge d'exploitation (P) :

$$P = 2,5 \text{ KN / m}^2$$

IV-3.5 Les Combinaisons fondamentales :

a- La paillasse :

1-ELU :

$$q_{um} = (1,35G + 1,5P) = 1,35 \times 7,29 + 1,5 \times 2,5 = 13,59 \text{ KN / ml.}$$

2-ELS :

$$q_{sm} = (G + P) = 7,29 + 2,5 = 9,79 \text{ KN / ml.}$$

b- Le palier :

1-ELU :

$$q_{um} = (1,35G + 1,5P) = 1,35 \times 4,40 + 1,5 \times 2,5 = 9,69 \text{ KN / ml.}$$

2-ELS :

$$q_{sm} = (G + P) = 4,40 + 2,5 = 6,9 \text{ KN/ml.}$$

Vérification de condition pour la charge de calcul :

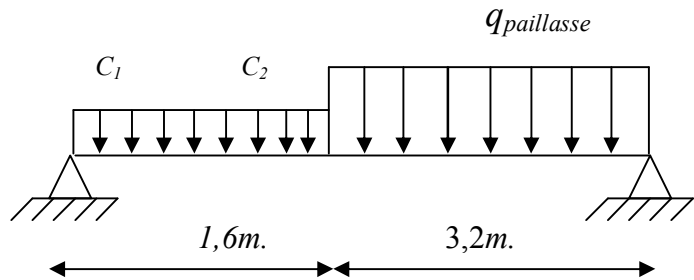
1-ELU :

$$\frac{\Delta q}{q_{\min}} = \frac{13,59 - 9,69}{9,69} = 0,4 \geq 0,15.$$

2- ELS :

$$\frac{\Delta q}{q_{\min}} = \frac{9,79 - 6,9}{6,9} = 0,41 \geq 0,15.$$

⇒ Le calcul se fait par la charge équivalente.



IV-3.6 Evaluation des moments :

❖ Calcul à ELU :

• La charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{(13,59 \times 3,2) + (9,69 \times 1,6)}{3,2 + 1,6} = 12,29 \text{ KN./ml.}$$

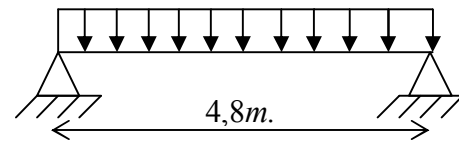


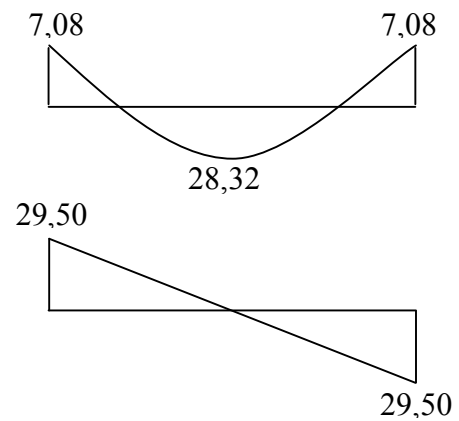
Schéma de la charge équivalente

• Les moments fléchissant :

$$M_0 = \frac{q_{eq} \times L^2}{8} = 35,40 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0,8M_0 = 28,32 \text{ KN.m (Moment en travée).}$$

$$M_a = 0,2M_0 = 7,08 \text{ KN.m (Moment en appui)}$$



• Les efforts tranchants :

$$T = \frac{q \times L}{2} = \frac{12,29 \times 4,8}{2} = 29,50 \text{ KN.}$$

❖ Calcul à ELS :

• La charge équivalente :

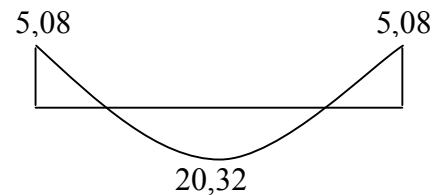
$$q_{eq} = \frac{(9,79 \times 3,2) + (6,9 \times 1,6)}{1,6 + 3,2} = 8,82 \text{ KN./ml.}$$

• **Les moments fléchissant :**

$$M_0 = \frac{q_{eq} \times L^2}{8} = 25,40 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0,8M_0 = 20,32 \text{KN.m (Moment en travée).}$$

$$M_a = 0,2M_0 = 5,08 \text{KN.m (Moment en appui).}$$



IV-3.7 Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait pour une bande d'épaisseur de 12cm et 1m de largeur.

1-ELU :

* **En travée :**

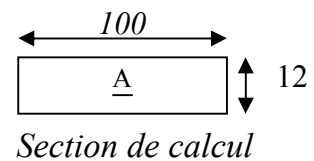
$$M_t = 28,32 \text{KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{28,32 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 108^2} = 0,17.$$

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

$$\beta = 0,18 \Rightarrow \alpha = 0,23.$$

$$A_{cal} = \frac{\beta \times \sigma_{bc} \times b \times d}{\sigma_s} = \frac{0,18 \times 14,17 \times 1000 \times 108}{348} = 7,91 \text{cm}^2.$$



• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 108 \times \frac{2,1}{400} = 1,3 \text{cm}^2.$$

$$\Rightarrow A = \max(A_{min}, A_{cal}) = 7,91 \text{cm}^2.$$

Le choix : soit T12 esp 15cm : 7,92cm²

* **En appuis :**

$$M_a = 7,08 \text{KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7,08 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 108^2} = 0,042$$

$\mu < \mu_1 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$

$$\beta = 0,04 \Rightarrow \alpha = 0,05$$

$$A_{cal} = \frac{\beta \times \sigma_{bc} \times b \times d}{\sigma_s} = \frac{0,04 \times 14,17 \times 1000 \times 108}{348} = 1,75 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 108 \times \frac{2,1}{400} = 1,3 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A = \max(A_{min}, A_{cal}) = 1,75 \text{ cm}^2.$$

Le choix : T12 $\rightarrow 7,92 \text{ cm}^2$. esp 15cm.

2-ELS :

* **En travée :**

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

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

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{28,32}{20,32} \Rightarrow \gamma = 1,39.$$

$$\alpha = 0,23 < \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b.$$

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

• **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{cal}}{4} = \frac{7,91}{4} = 1,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Le choix : 5T10/ml $\rightarrow A_r = 3,925 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

* **En appuis :**

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

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

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{7,08}{5,08} \Rightarrow \gamma = 1,4.$$

$$\alpha = 0,05 < \frac{1,40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b.$$

⇒ Les armatures calculées à *ELU* sont maintenues.

IV-3.8 Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T \max}{b \times d} = \frac{29,50 \times 10^3}{1000 \times 108} = 0,27 \text{ Mpa}.$$

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

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

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

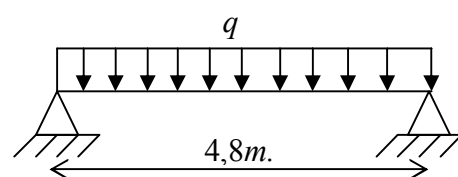
IV-3.7 Ferrailage de la poutre palière :

$$h > \frac{L}{12,5} = \frac{4,8}{12,5} = 0,384 \text{ m} = 38,4 \text{ cm} \Rightarrow \text{P(35X35)}$$

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

$$q_t^u = 1,35 \times (0,35 \times 0,35 \times 25) + 29,50 = 34,90 \text{ KN/ml}.$$

$$q_t^s = (0,35 \times 0,35 \times 25) + 21,16 = 25,16 \text{ KN/ml}.$$



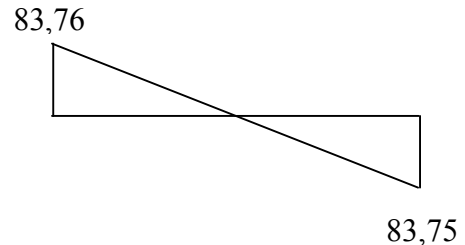
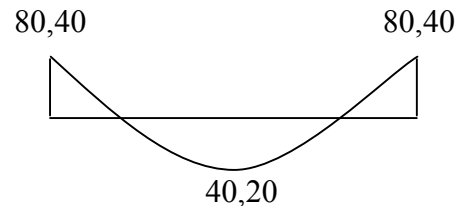
a- Les sollicitations :**1-ELU :**

$$M_t = \frac{q_{eq} \times L^2}{20} = \frac{34,90 \times 4,8^2}{20} = 40,20 \text{KN.m.}$$

$$M_a = \frac{q_{eq} \times L^2}{10} = \frac{34,90 \times 4,8^2}{10} = 80,40 \text{KN.m.}$$

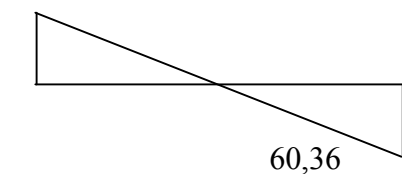
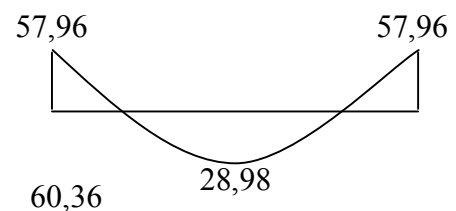
• Les efforts tranchants :

$$T = \frac{q \times L}{2} = \frac{34,90 \times 4,8}{2} = 83,76 \text{KN.}$$

**2-ELS :**

$$M_t = \frac{q_{eq} \times L^2}{20} = \frac{25,16 \times 4,8^2}{20} = 28,98 \text{KN.m.}$$

$$M_a = \frac{q_{eq} \times L^2}{10} = \frac{25,16 \times 4,8^2}{10} = 57,96 \text{KN.m.}$$

**• Les efforts tranchants :**

$$T = \frac{q \times L}{2} = \frac{25,16 \times 4,8}{2} = 60,38 \text{KN.}$$

b- Le ferrailage :**1-ELU :***** En travée :**

$$M_t = 40,20 \text{KN.m. ; } d = 36 \text{cm.}$$

$$\mu = 0,021 \Rightarrow \beta = 0,020 \Rightarrow \alpha = 0,026.$$

$$A_{cal} = 2,93 \text{cm}^2.$$

$$A_{min} = 4,34 \text{cm}^2.$$

$$A_s = \max(A_{cal}; A_{min}) = 4,34 \text{cm}^2.$$

Le choix : 3T14.

*** En appuis :**

$$M_a = 80,40 \text{KN.m.} ; d = 36 \text{ cm.}$$

$$\mu = 0,043 \Rightarrow \beta = 0,043 \Rightarrow \alpha = 0,054 .$$

$$A_{cal} = 1,79 \text{cm}^2 .$$

$$A_{min} = 3,80 \text{cm}^2 .$$

$$A_s = \max(A_{cal}; A_{min}) = 3,80 \text{cm}^2 .$$

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 .

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

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{40,20}{28,98} \Rightarrow \gamma = 1,39 .$$

$$\alpha = 0,026 < \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b .$$

\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 .

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

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} \Rightarrow \gamma = 1,39 .$$

$$\alpha = 0,054 < \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b.$$

⇒ Les armatures calculées à ELU sont maintenues.

c- Vérification la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{83,79 \times 1000}{400 \times 360} = 0,58 \text{ MPa.}$$

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

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

d- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right). \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}; 14; \frac{400}{10}\right) \leq (11,42 ; 14 ; 40) \text{ mm.}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm.}$$

Le choix : $\phi 8 \longrightarrow A_t = 0,5 \text{ cm}^2.$

e- Calcul de l'espacement des armatures transversales :

Soit δ_t : l'espacement entre les armatures transversales.

$$-\delta_{t1} \leq \frac{0,9 \times 0,5 \times 235}{35 \times 1,15 \times (0,58 - (0,3 \times 2,1 \times 1))} = 4,65 \text{ cm.}$$

$$-\delta_{t2} = \min(0,9.d; 40 \text{ cm}) = \min(36 ; 40 \text{ cm}) = 36 \text{ cm.}$$

$$-\delta_{t3} \leq \frac{0,5 \times 400}{0,4 \times 40} = 12,5 \text{ cm.}$$

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