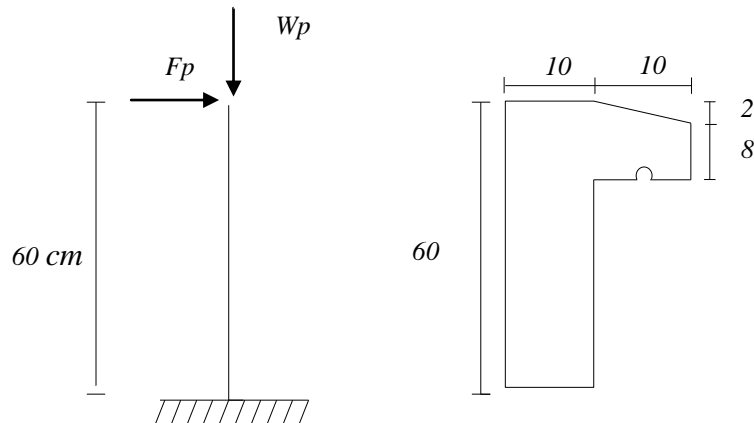


### IV.1. L'acrotère :

#### 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).



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

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

Avec :

$A = 0,15$  : 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.

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,725 = 0,828 \text{KN}.$$

#### IV-1.2 Calcul des sollicitations :

##### 1-ELU :

$$M_u = 1,5 \times F_p \times L = 1,5 \times 0,828 \times 0,6 = 0,7452 \text{KN.m}.$$

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

##### 2-ELS:

$$M_s = F_p \times L = 0,828 \times 0,6 = 0,4968 \text{KN.m}.$$

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

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

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,7452}{2,328} = 0,32m = 32cm .$$

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

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

$$M_{uf} = N_u \times \left( e + d - \frac{h}{2} \right) = 2,328 \times \left( 0,32 + 0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,8148KN.m.$$

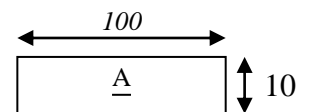
$$\mu = \frac{M_{uf}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{0,8148 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,17} = 0,009.$$

$\mu = 0,009 \leq \mu_l = 0,093 \Rightarrow$  Les armatures comprimées n'existent pas.

$$\beta = 0,009 \Rightarrow \alpha = 0,01130.$$

$$A_s^{fic} = \beta \times b \times d \times \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_s} = 0,009 \times 100 \times 8 \times \frac{14,17}{348} = 0,29cm^2 / ml .$$

$$A_s = A_s^{fic} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,29 - \frac{2,328 \times 1000}{348 \times 100} = 0,22cm^2 / ml.$$

**Section de calcul****Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0,97 cm^2 / ml .$$

$$A = \max(A_s, A_{min}) = \max(0,22 ; 0,97) .$$

$$\Rightarrow A = 0,97cm^2 / ml.$$

**Le choix :** 5T8 / ml  $\xrightarrow{e=20cm}$  2,51cm<sup>2</sup> / ml.

**Les armatures de répartition :**

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

soit  $\phi 8$  , e = 20cm.

**2-ELS :**

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

**Vérification des contraintes :**

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

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

**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 :**

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

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

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0,4968 \times 10^5}{1619,2965} \Rightarrow K = 30,679 \text{ N/cm}^3.$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K \times y = 30,679 \times 10^{-2} \times 2,10 = 0,64 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 12 \text{ MPa}. \\ \sigma_{su} = 15 \times K \times (d - y) = 15 \times 30,679 \times 10^{-2} \times (8 - 2,10) = 28,07 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 200 \text{ MPa}. \end{cases}$$

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

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T_{\max} = 1,5 \times F_p = 1,5 \times 828 = 1242 \text{ N}.$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{1242}{1000 \times 80} = 0,015 \text{ MPa}.$$

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

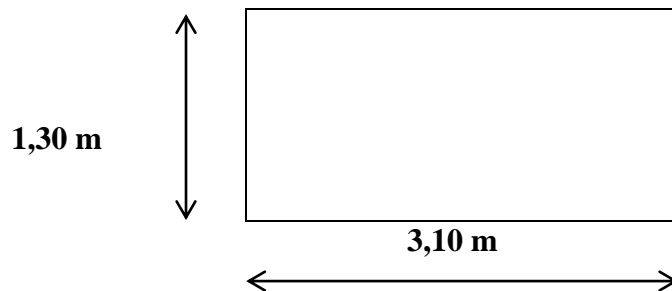
$$\left. \begin{array}{l} \tau_u < \overline{\tau_u}. \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

## IV.2. Balcon :

### IV.2.1. Introduction:

Le balcon est une dalle pleine encastree dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenetre.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.



**Fig IV.2. Schéma statique du balcon**

On a :

$$\alpha = L_x/L_y = 1,30/3,10 = 0,42$$

$\alpha < 0,42$  donc la dalle travaille suivant un seul sens.

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes :

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

Donc on adopte  $e = 16$  cm.

### IV.2.2. La descente de charge :

- 1- Carrelage (2 cm).....0,40 KN/m<sup>2</sup>.
- 2- Mortie de pose (2 cm).....0,40 KN/m<sup>2</sup>.
- 3- Lit de sable (15cm).....0,27KN/m<sup>2</sup>.
- 4- Dalle pleine (16 cm).....4 KN/m<sup>2</sup>.
- 5- Enduit en ciment(15 cm).....0,27KN/m<sup>2</sup>.

**La charge permanente** :  $G = 5,34$  KN/m<sup>2</sup>.

**La charge d'exploitation** :  $Q = 3,50$  KN/m<sup>2</sup>.

- **Combinaison à l'ELU :**

$$Q_u = (1,35 + 1,5Q) \cdot 1m.$$

$$Q_u = (1,35 \cdot 5,34 + 1,5 \cdot 3,50) \cdot 1m = 12,46 \text{ KN/ml.}$$

- **Combinaison à l'ELS :**

$$Q_s = (G + Q) \cdot 1m.$$

$$Q_s = (5,34 + 3,5) \cdot 1m = 8,84 \text{ KN/ml}$$

### **IV.2.3. Ferrailage de la dalle pleine à l'ELU :**

Le calcul de la dalle consiste d'étudier une bande de 1m et l'épaisseur  $e = 0,16\text{cm}$

- Calculons les moments  $M_x$  suivant  $L_x$  ;  $M_y$  suivant  $L_y$ .

Tel que :

$$M_{ox} = q \cdot L_x^2 / 8 = 2,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 0 \text{ KN.m}$$

#### **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,80 \cdot M_{ox} = 0,80 \cdot 2,63 = 2,10 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{2,10 \cdot 10^3}{14,17 \cdot 100 \cdot 14,4^2} = 0,0071 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,0081$$

$$A_{tx} = \beta \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0,0081 \cdot 100 \cdot 14,17 \cdot \frac{14,17}{348} = 0,47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 100 \cdot 14,4 \cdot 2,1 / 400 = 1,74 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{tx} = 0,47 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{min} = 1,74 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

On prend  $A_{min} = 1,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Le choix (6T10) soit  $A_s = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

#### **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{ox} = 0,5 \cdot 2,63 = 1,315 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,315 \cdot 10^3}{14,17 \cdot 100 \cdot 14,4^2} = 0,064 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,0668$$

$$A_a = \beta \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0,0668 \cdot 100 \cdot 14,4 \cdot \frac{14,17}{348} = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 14,4 \cdot 2,1 / 400 = 1,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tx} = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{min} = 1,74 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

Le choix (5T10) soit  $A_t = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

**Suivant  $L_y$  :**

$$A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,9825 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix (4T8) soit  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

**IV.2.4. Les vérifications :****IV.2.4.1. Vérification de l'effort tranchant :**

$$T = Q \cdot \frac{L}{2} = 8,10 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{8,10 \cdot 10}{100 \cdot 14,4} = 0,056 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2- la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**IV.2.4.2. Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,16 > 0,0625 \\ 0,16 > 0,08 \\ 0,0033 < 0,0105 \end{array} \right.$$

### IV.3. L'escalier :

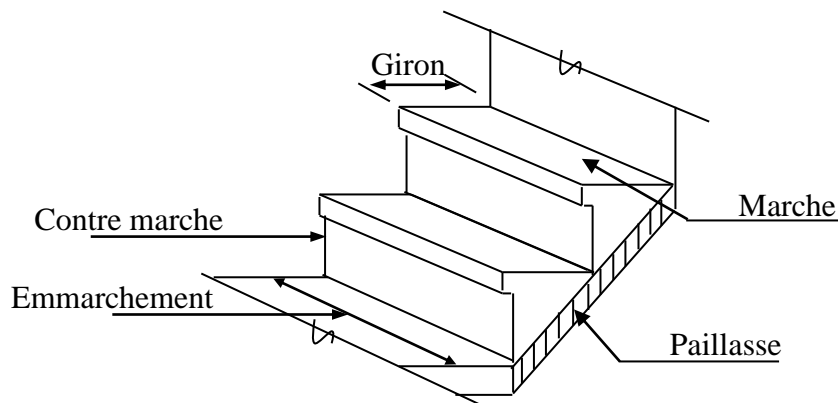
#### IV.3.1. Introduction:

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.

#### IV.3.2. Terminologie :

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 décharge.

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.



**Fig. IV.3 : Schéma d'un escalier**

#### IV.3.3. Dimensions des escaliers:

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

$$\text{Avec : } 59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

h : hauteur de la marche (contre marche).

g : largeur de la marche.

On prend  $2h+g=64$  cm

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ( $H=n.h=h_e/2$ )

n : nombre de contre marches

L : projection horizontale de la longueur total du volée :  $L = (n - 1)g$

**IV.3.4. Etude d'un escalier à deux volées (étage courant) :****IV.3.4.1. Dimensionnement des marches et contre marches :**

$$H = nxh \Rightarrow h = H/n$$

$$L = (n-1).g \longrightarrow g = L / (n-1)$$

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

$$\text{Et puis : } mn^2 - (m+1+2H)n + 2H = 0$$

Avec :  $m=64$  cm et  $H=306/2 = 153$  cm et  $l = 240$  cm.

Donc l'équation (2) devient :  $64n^2 - 610n + 306 = 0$

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

Donc le nombre de marche  $n-1=8$  marches

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

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

d'après la formule de BLONDEL on a :

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

$$2 \times 17 + 30 = 64 \text{ et } 59 < 64 < 66$$

L'inégalité vérifiée, on a 8 marches avec  $g=30$  cm et  $h=17$  cm

$$\text{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0,567 \longrightarrow \alpha = 29,54^\circ \longrightarrow \cos \alpha = 0,87$$

**IV.3.4.2 Épaisseur de la pailasse ( $e_v$ ) :**

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{240}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{330}{20 \times 0,87}$$

$$9,19 \text{ cm} \leq e_v \leq 13,79 \text{ cm}$$

On prend :  $e_v = 12$  cm.

**IV.3.4.3 Épaisseur de palier ( $e_p$ ) :**

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

On prend :  $e_p = 15$  cm



**IV.3.4.4 Evaluation des charges et des surcharges :****a/ paillasse :**

N <sup>o</sup>	Désignation	E <sub>p</sub> (m)	Densité kN/m <sup>3</sup>	poids kN
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical R <sub>h</sub> x22x h/g	0,02	22,00	0,25
5	Mortier de ciment vertical e <sub>p</sub> x20x h/g	0,02	20,00	0,23
6	e <sub>v</sub> × 25/cosα Poids propre de la paillasse	0,12	25,00	3,45
7	h/2 × 25 Poids propre des marches	/	25,00	1,87
8	Garde- corps	/	/	0,10
9	Enduit en plâtre 2x0,1/0,87	0,02	10,00	0,23

**Charge permanente :**  $G = 7,29 \text{ KN/m}^2$

**La charge d'exploitation :**  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

$$Q_{u1} = (1,35G + 1,5Q). 1m = 13,59 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{ser2} = (G + Q). 1m = 9,79 \text{ KN/ml}$$

**b/ Palier :**

N <sup>o</sup>	Désignation	e <sub>p</sub> (m)	Densité (kN/m <sup>3</sup> )	Poids kN/m <sup>2</sup>
1	Poids propre du palier e <sub>p</sub> x25	0,15	25,00	3,75
2	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
4	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
5	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20

**Charge permanente :**  $G = 5,11 \text{ KN/m}^2$

**La charge d'exploitation :**  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

$$Q_{u2} = (1,35G + 1,5Q). 1m = 10,65 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser2} = (G + Q). 1m = 7,61 \text{ KN/ml.}$$

**IV.3.4.5. Vérification de condition pour la charge de calcul :**

**1-ELU :**

$$\frac{\Delta q}{q_{\min}} = \frac{13,59 - 10,65}{10,65} = 0,28 \geq 0,15.$$

**2- ELS :**

$$\frac{\Delta q}{q_{\min}} = \frac{9,79 - 7,61}{7,61} = 0,29 \geq 0,15.$$

⇒ Le calcul se fait par le schéma.

**Evaluation des moments :**

❖ **Calcul à ELU :**

**La charge équivalente :**

$$q_{eq} = \frac{(13,59 \times 2,40) + (10,65 \times 1,25)}{2,40 + 1,25} = 12,58 \text{ KN./ml.}$$

**Les moments fléchissant :**

$$M_0 = \frac{q_{eq} \times L^2}{8} = \frac{12,58 \times 3,65^2}{8} = 20,95 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0,8M_0 = 16,76 \text{ KN.m (Moment en travée).}$$

$$M_a = 0,2M_0 = 4,19 \text{ KN.m (Moment en appui)}$$

**Les efforts tranchants :**

$$T = \frac{q \times L}{2} = \frac{12,58 \times 3,65}{2} = 22,96 \text{ KN.}$$

**Calcul à ELU :**

**La charge équivalente :**

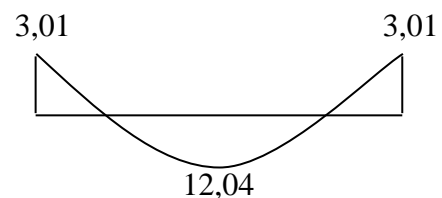
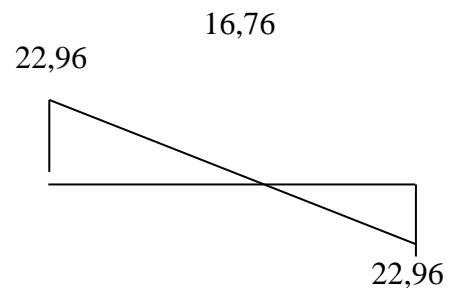
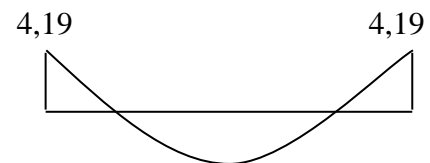
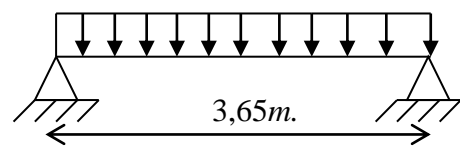
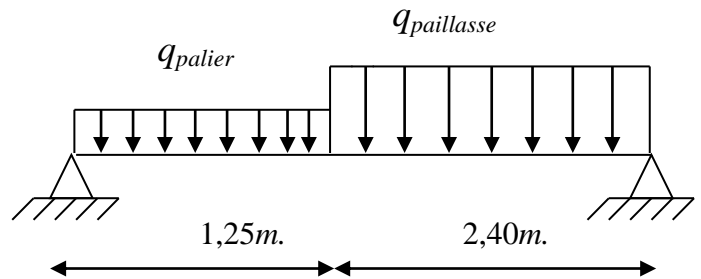
$$q_{eq} = \frac{(9,79 \times 2,40) + (7,61 \times 1,25)}{2,40 + 1,25} = 9,04 \text{ KN./ml.}$$

**Les moments fléchissant :**

$$M_0 = \frac{q_{eq} \times L^2}{8} = \frac{9,04 \times 3,65^2}{8} = 15,05 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8M_0 = 12,04 \text{ KN.m (Moment en travée).}$$

$$M_a = 0,2M_0 = 3,01 \text{ KN.m (Moment en appui).}$$



**IV.3.4.6 Calcul du ferrailage :**

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

**1-ELU :****\* En travée :**

$$M_t = 16,76 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{16,76 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times 10,8^2} = 0,101.$$

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

$$\beta = 0,1078 \Rightarrow \alpha = 0,133.$$

$$A_s = \beta \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0,1078 \cdot 100 \cdot 10,8 \cdot \frac{14,17}{348} = 4,74 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 10,8 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\Rightarrow A = \max(A_{\min}, A_{\text{cal}}) = 4,74 \text{ cm}^2.$$

**Le choix :** 5T12 soit  $A_t = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$   $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**\* En appuis :**

$$M_a = 4,19 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4,19 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times 10,8^2} = 0,016$$

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

$$\beta = 0,020 \Rightarrow \alpha = 0,020$$

$$A_s = \beta \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0,020 \cdot 100 \cdot 10,8 \cdot \frac{14,17}{348} = 0,72 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 10,8 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

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

**Le choix :** 4T10  $\rightarrow 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**2-ELS :****\* En travée :**

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

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

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{16,76}{12,04} \Rightarrow \gamma = 1,39.$$

$$\alpha = 0,133 < \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b.$$

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

**Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{cal}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

**Le choix :** 4T8/ml  $\rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

**\* En appuis :**

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

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

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{4,19}{3,01} \Rightarrow \gamma = 1,39.$$

$$\alpha = 0,020 < \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b.$$

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

**IV.3.4.7. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{22,96 \times 10^3}{1000 \times 108} = 0,21 \text{ Mpa}.$$

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

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

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

**IV.3.5. Etude de la poutre palière :****IV.3.5.1 Dimensionnement :**

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \Rightarrow 20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$$

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

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 8,1 \text{ cm} \leq b \leq 10,8 \text{ cm}$$

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

**IV.3.5.2. Les vérifications des conditions du R.P.A. 99/2003 :**

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

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

$\frac{h}{b} = 1,00 < 4$  ; Condition vérifiée.

**IV.5.3. Charges supportées par la poutre :**

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

Poids du mur situé sur la poutre :  $G_m = 9 \times 0,15 \times 1,53 = 2,0655 \text{ kN/m}$

Réaction du palier :  $R_b = 24,17 \text{ kN/m}$

Charge d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ kN/m}$

La charge permanente :  $G = 28,49 \text{ kN/m}$

$Q_u = (1,35 \times 28,49) + (1,5 \times 2,50) = 42,21 \text{ kN/m}$

$Q_{ser} = 28,49 + 2,50 = 30,99 \text{ kN/m}$

**IV.3.5.4. Calcul des sollicitations à l'E.L.U :**

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{42,21 \times 3,00^2}{8} = 47,49 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 40,37 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40M_0 = 18,996 \text{ kN.m}$$

#### IV.3.5.5. Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On a :  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $h = 30 \text{ cm}$

- En travée :

##### le moment ultime :

$$M_t = 40,37 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{40,37 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,130 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,1405$

La section d'acier :

$$A_s = \beta \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0,1405 \cdot 30 \cdot 27 \cdot \frac{14,17}{348} = 4,63 \text{ cm}^2$$

On prend comme choix 5T12 avec :  $A_{adm} = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- En appuis :

##### Le moment ultime :

$$M_a = 18,996 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{18,996 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,061 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,0647$

La section d'acier :

$$A_s = \beta \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0,0647 \cdot 30 \cdot 27 \cdot \frac{14,17}{348} = 2,13 \text{ cm}^2$$

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

#### IV.3.5.6. Les vérifications :

##### a) Condition de non fragilité :

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

$A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ; Condition vérifiée

$A_{sa} = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ; Condition vérifiée

##### IV.3.5.6.1. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$Q_{ser} = 30,99 \text{ kN/m}$$

$$M_{ser} = 34,86 \text{ kN.m}$$

$$M_{t ser} = 0,85 \times M_{ser} = 29,63 \text{ kN.m}$$

$$M_{a ser} = 0,4 \times M_{ser} = 13,94 \text{ kN.m}$$

- **En travée :**

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 84,75y - 2288,25 = 0 \rightarrow y = 9,85 \text{ cm}$$

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

- b) **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = 34483,60 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{29,63 \times 10^3}{34483,60} \times 9,85 = 8,46 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_b = 8,46 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée.

- **Sur appuis :**

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

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

$$I = \frac{b}{3} y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 50,85y - 1372,95 = 0 \rightarrow y = 6,89 \text{ cm}$$

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

- b) **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{30 \times 6,89^3}{3} + (15 \times 3,39)(27 - 6,89)^2 = 17587,02 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{13,94 \times 10^3}{17587,02} \times 6,89 = 5,46 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_b = 5,46 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée.

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

$$T_u = \frac{Ql}{2} = \frac{30,99 \times 3,00}{2} = 46,485 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \times 10 = \frac{46,485 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27} = 0,57 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

**III.3.5.7. Ferrailage des armatures transversales :**

**a) Détermination du diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l\right\} = \min\{0,86 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

**b) L'espacement :**

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{24,3 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

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

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

**c) Vérification de la section d'armatures minimale :**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,285 ; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,05 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,57 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235}$$

$$= - 0,0098 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

On prend le max (1) et (2)  $\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,005.S_t \\ \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} : \\ A_t \geq 0,75 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

Donc on prend :  $A_t = 1,13 \text{ cm}^2$  soit 4T6

**d) L'ancrage des armatures tendues :**

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

La longueur de scellement droit  $l_s$  :

$$l_s = \frac{\Phi_l f_e}{4\tau_e} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à :  $r = 5,5\Phi_l = 6,6 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r\right) = 27 - (3 + 0,6 + 6,6) = 16,80 \text{ cm}$$



$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{42,33 - 14,45 - 16,80}{1,87} = 5,92 \text{ cm}$$

**e) Calcul de la flèche :**

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{300} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,1 > 0,0625; \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t \text{ ser}}}{10 \times M_{0 \text{ ser}}} \Rightarrow \frac{30}{300} > \frac{29,63}{10 \times 34,86} \Rightarrow 0,1 > 0,08; \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4,2 f_e \Rightarrow \frac{5,65}{30 \times 27} \leq 4,2 / 400 \Rightarrow 0,007 \leq 0,0105; \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc il est inutile de calculer la flèche.

