

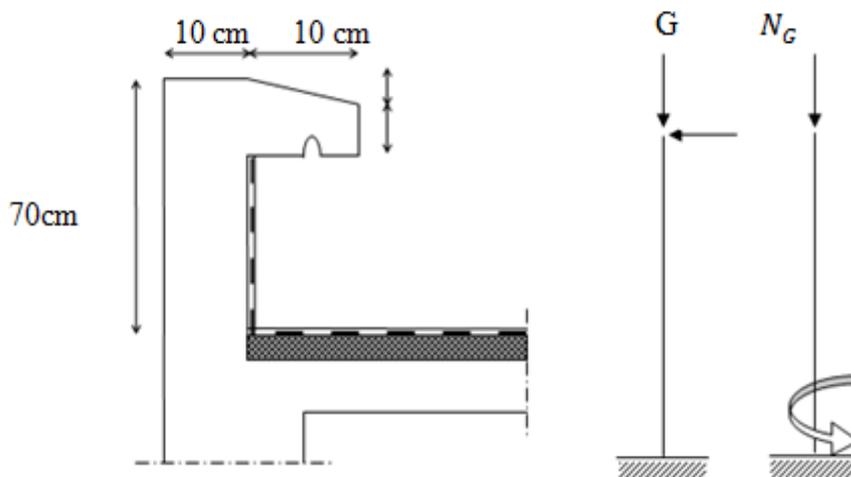
**IV.1-Acrotère :****IV.1.1-Introduction :**

L'acrotère est un 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 qui crée un moment de renversement.

**IV.1.2-Dimensions :**

Hauteur  $h = 70 \text{ cm}$

Epaisseur  $e_p = 10 \text{ cm}$



**Figure IV.1-Dimensions de l'acrotère.**

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

**IV.1.3-Calcul des sollicitations :****a)-Poids propre :**

$$S = \left[ (0.1 \times 0.7) + (0.08 \times 0.1) + \frac{1}{2} (0.02 \times 0.1) \right] = 0,079 \text{ m}^3$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,079 \times 25 = 1,975 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ kN/ml}$$

**b)-Effort normal :**

$$N_U = 1,35G = 1,35 \times 1,975 = 2,66 \text{ kN/ml}$$

$$N_{\text{ser}} = N_G = 1,975 \text{ kN/ml}$$

**c)-Moment de flexion :**

$$M_U = 1,5 \times N_Q \times h$$

$$M_U = 1,50 \times 1 \times 0,70 = 1,05 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,70 = 0,70 \text{ kN.m}$$

**d)-Effort tranchant :**

$$V = N_Q = 1 \text{ kN.m}$$

$$V_U = 1,5V = 1,50 \text{ kN.m}$$

$$V_{\text{ser}} = V = 1 \text{ kN.m}$$

**e)-Enrobage :**

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

**f)-Excentricité :**

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1,05}{2,66} = 0,39 \text{ m}$$

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

$e_p$  : Epaisseur de l'acrotère.

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

**IV.1.4-Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :**

$$M_u = N_U \left[ e + \frac{h}{2} - C \right] = 2,66 \left[ 0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 1,11 \text{ kN.m}$$

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

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,66) - 1,05 = 0,86 \text{ kN.m}$$

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

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

$$= 24,80 \text{ kN.m}$$

$0,86 < 24,80 \text{ kN.m}$  ; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$ .

**IV.1.5-Calcul du ferrailage (E.L.U.) :**

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,05 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0091$$

**IV.1.5.1-Vérification de l'existence des armatures comprimée A' :**

$$\mu_l = 0,8\alpha_l \times (1 - (0,4\alpha_l))$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668 ; \text{ Avec } \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15}$$

$$= 0,00174$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 \times (1 - (0,4 \times 0,668)) = 0,392 > \mu = 0,0091 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,0091 \rightarrow \beta = 0,995$$

**IV.1.5.2-Calcul de la section d'armatures en :****a)-Flexion simple :**

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{1,05 \times 10^3}{348 \times 0,995 \times 9} = 0,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**b)-Flexion composée :**

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,34 - \frac{2,66 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**IV.5.3-Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :****a)-Les armatures principales :**

$$N_{ser} = N_G = 1,975 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,70 = 0,70 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,70}{1,975} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

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

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

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

On adopte 6T8 p.m. ;  $A_s = 3,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $S_t = 16,5 \text{ cm}$

**b)-Les armatures de répartitions:**

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

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,02}{4} = 0,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 4T8 p.m. ;  $A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $S_t = 25 \text{ cm}$

**IV.1.6-Les vérifications :****IV.1.6.1-Vérification des contraintes (E.L.S.) :****a)-Moment de service :**

$$M_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} \times \left( e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,975 \times \left( 0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,75 \text{ kN.m}$$

**b)-Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 - 16,95y - 152,55 = 0 \rightarrow y = 1,57 \text{ cm}$$

**c)-Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,57^3}{3} + (15 \times 1,13 \times (9 - 1,57)^2) = 1064,71 \text{ cm}^4$$

**IV.1.6.2-Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{750}{1064,71} \times 1,57 = 1,11 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 1,11 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**IV.1.6.3- Détermination des contraintes dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$  :**

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

Avec :

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{750}{1064,71} \times (9 - 1,57) = 78,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 78,50 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**IV.1.6.4 -Contrainte de cisaillement :**

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

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

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,01667 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,01667 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**IV.1.6.5-Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :**

D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

Avec :

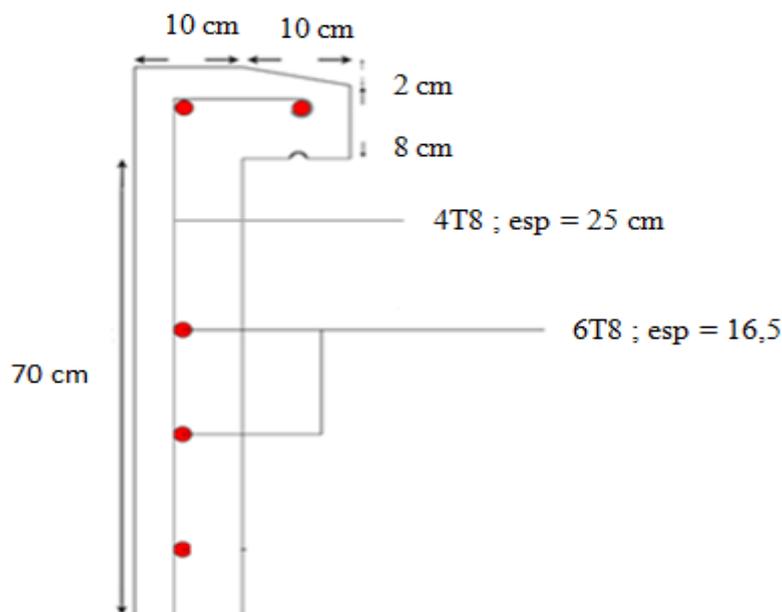
A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,1

C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale C<sub>p</sub> = 0,8

W<sub>p</sub> : Poids propre de l'acrotère W<sub>p</sub> = 1,975 kN

F<sub>p</sub> : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,1 \times 1,975 = 0,63 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$



**Figure IV.2-** Schéma du ferrailage et coffrage de l'acrotère