III.1 Introduction :

Les éléments non structuraux sont les éléments qui ne participe pas à la résistance ou à la stabilité du bâtiment, on note : les acrotères, les balcons, escaliers, etc…..

Le ferraillage de ces éléments s'effectue selon les règles **CBA93** et les règles parasismique Algériennes en vigueur (**RPA99/version 2003).**

III.2 Acrotère :

III.2.1- Définition :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre et à une charge « main courante ». Le calcul se fait à la flexion composée.

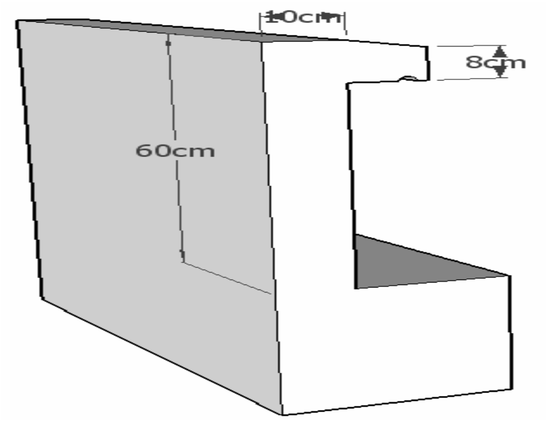


Figure III.1: Dimension d'acrotère

III.2.2- Charge permanente et charge d'exploitation :

a- Charge permanente :

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

$G = 25[(0{,}6\ x\ 0.10) + (0{,}08\ x\ 0.1) + 0.5(0{,}02\ x\ 0{,}1)]x1$

$G = 1{,}73\ Kn/m$

b- Charge d'exploitation :

On prend en considération l'effet de la main courante

$Q = 1\ x\ 1 = 1\ KN/ml$

III.2.3- Charge aux états limites :

a- E.L.U :

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

$N_U = 1{,}35\ G = 1{,}35 \times 1{,}73 = 2{,}34\ KN$

M$_U$ $= 1{,}5\ Q\ h = 1{,}5 \times 1 \times 0{,}6 = 0{,}90\ KN.m$

T$_U$ $= 1{,}5\ Q = 1{,}5 \times 1 = 1{,}5\ KN$

b- E.L.S :

N$_S$ $= G = 1{,}73\ KN$

M$_S$ $= Q\ h = 1 \times 0{,}6 = 0{,}6\ KN.m$

T$_S$ $= Q = 1\ kN$

III.2.4- Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend C = C' = 2 cm.

III.2.5- Excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0.9}{2{,}34} = 0{,}39m$$

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

e_p : Épaisseur de l'acrotère.

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

III.2.6- Calcul du ferraillage (E.L.U.) :

III.2.6.1- Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

$$M_u = N_U\left[e + \frac{h}{2} - C\right] = 2.34\left[0{,}39 + \frac{0{,}1}{2} - 0{,}02\right] = 0{,}98\ KN.m$$

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

$$(d - c')N_U - M_U = \left((0{,}09 - 0{,}02) \times 2{,}34\right) - 0{,}98 = -0{,}82\ KN.m$$

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

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

$$= 24{,}80\ KN.m$$

$-0{,}82 < 24{,}80KN.m$; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire (b x h) = (100 x 10) cm².

III.2.6.2-Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$M_U = 0,98\ KN.m$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.98 \times\ 10^3}{100 \times\ 9^2 \times 14,17} = 0,008$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\delta_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1.74} = 0.688.\, avec\!:\, 1000\delta_{sl} = \frac{f_e}{E.\delta_s} = \frac{400}{2,10^5 x 1,15} = 1,74$$

$\mu_l = 0,8x0,668(1 - 0,4x0,668) = 0,392 > \mu = 0,008 \rightarrow A' = 0$

Pas d'armatures de compression.

$\mu = 0,008 \rightarrow\ \beta = 0,996$

III.2.6.3-Calcul de la section d'armatures :

a-Flexion simple :

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s\ \times d \times\ \beta} = \frac{0,98 \times\ 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0.31\ cm^2/ml$$

b-Flexion composée :

$$A_{fc} =\ A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,31 - \frac{2,34 \times\ 10^3}{100 \times 348} = 0,24\ cm^2/ml$$

III.2.6.4-Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

a- Les armatures principales :

$N_{ser}\ =\ N_G = 1,73\ kN/ml$

$M_{ser}\ =\ M_Q =\ N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60\ KN.m$

$$e_{ser}\ = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,74} = 0,35\ m = 35\ cm$$

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

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

$=\ 1,01\ cm^2/ml$

On adopte **5T6**. $A_s\ = 1,41\ cm^2/ml$; avec un espacement $S_t = 20\ cm$

b- Les armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,41}{4} = 0,35\ cm^2/ml$$

On adopte : $A_s = 1,41\ cm^2/ml$; Soit **5T6**

III.2.7- Les vérifications :

III.2.7.1- Vérification des contraintes (E.L.S.) :

Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2}\right) = 1,73 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0.10}{2}\right) = 0,66KN.m$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow \frac{100}{2}y^2 + 21,15y - 190,35 = 0 \rightarrow y = 1,75cm$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,75^3}{3} + (15 \times 1,41 \times (9 - 1,75)^2) = 1290,34\ cm^4$$

III.2.7.2- Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{660}{1290,34} \times 1,75 = 0,90MPa$$

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

$\sigma_b = 0,90 < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$; Condition vérifiée

III.2.7.3- Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

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

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

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

$$\sigma_{st} = \eta\frac{M_{ser}}{I}(d - y) = 15 \times \frac{660}{1290,34} \times (9 - 1,75) = 55,63\ MPA$$

$\sigma_{st} = 55,63\ MPa < \overline{\sigma_{st}} = 201,63\text{MPa}$; Condition vérifiée

III.2.7.4 - Contrainte de cisaillement :

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

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

$\tau_u = \dfrac{1{,}50}{1 \times 0{,}09} = 16{,}67\ KN/m^2 = 0{,}017\ MPa$

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

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

$\tau_u = 0{,}017\ MPa < \overline{\tau_u} = 2{,}5\ MPa$; Condition vérifiée

III.2.7.5- Vérification du ferraillage 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 $A = 0{,}10$

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0{,}8$

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 1{,}73\ kN$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$F_p = 4 \times 0{,}8 \times 0{,}10 \times 1{,}73 = 0{,}55\ KN < 1{,}5Q = 1{,}5\ KN$; Condition vérifiée

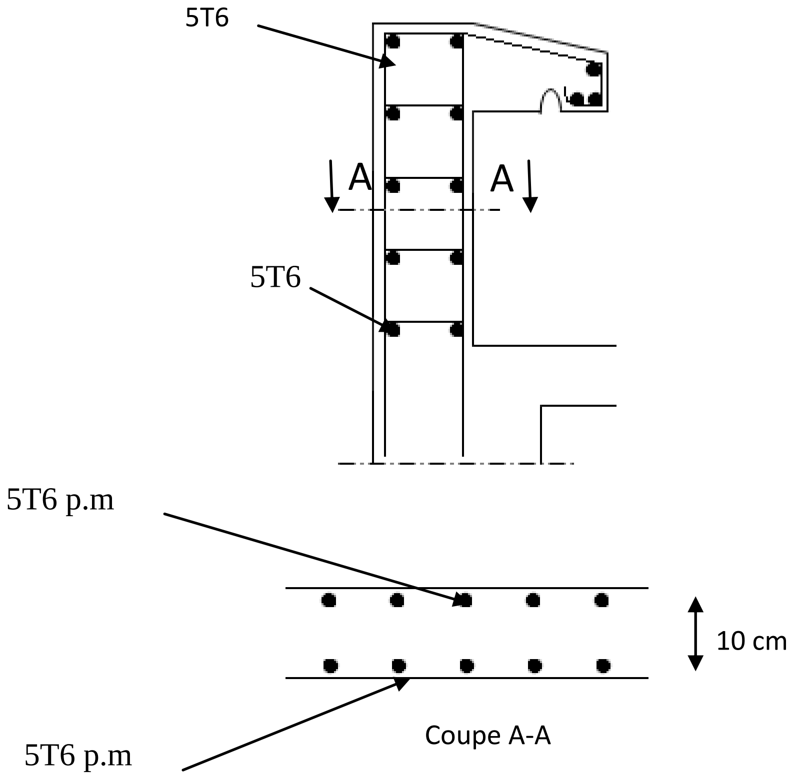


Figure III. 1 : Ferraillage de l'acrotère.

III-3-Balcons :

III-3-1-Introduction:

Le balcon est une dalle pleine encastrée 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 fenêtre.

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

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

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

Donc on adopte e = 15cm.

Dans notre étude, les différents cas des balcons sont les suivantes :

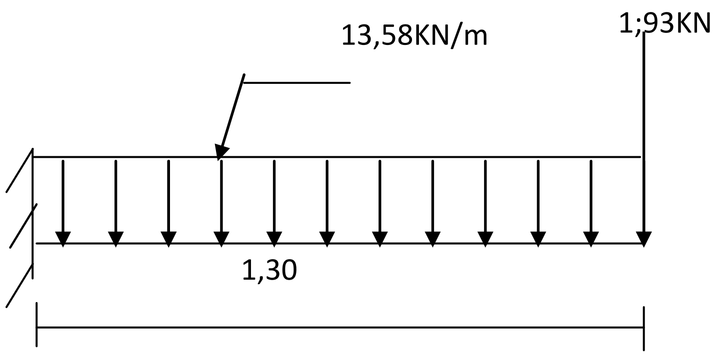


Figure III.3: Schéma du balcon.

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d’un mètre linéaire.

On adopte une épaisseur de 15cm

III-3-2-Exemple de calcul :(cas 1)

On va considérer que le balcon est une dalle pleine semi encastré au trois 03 cotés :

Suivant Ly : encastrée à la poutre

Suivant Lx : encastrée au deux consoles

Avec : Lx=1,30 m

Ly=2,50 m

$\alpha = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,30}{2,50} = 0,52 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travail dans les deux sens

L'épaisseur des dalles pleines doit respecter les conditions suivantes:

- Résistance à la flexion : $h_0 \geq \frac{Lx}{30} = \frac{130}{30} = 4{,}33cm$
- Isolation acoustique $h_0 \geq 12cm$
- Sécurité en matière d'incendie h_0 = 11cm pour 2 heures de coup feu

Donc on adopte h_0 = 15cm

III-3-3-Descente des charges :

1- Revêtement en carrelage (e_p = 2cm)……. 0,40 KN /m²

2- Mortier de pose (e_p = 3cm)………1,00 KN /m²

3- Couche de sable (e_p = 3cm)………0,66 KN /m²

4- Dalle pleine en béton armé (e_p =15cm)……. 3,75 KN /m²

5-Enduit de ciment (e_p= 2cm)…………………..0,36 KN /m²

G = 6,17 KN /m²

Q = 3,5 KN/m²

Q_u = 1,35G+1,5Q

Q_u = 1,35(6,17) + 1,5(3,5)

Q_u = 13,58 KN/m²

Charge par ml = $\mathbf{Q_u}$ = 13,58 x 1 = **13,58KN/ml**

Q_{ser}= G + Q

Q_{ser}= 6,17 + 3,5=9 ,67KN/m²

Charge par ml= $\mathbf{Q_{ser}}$ = 9,67 x 1 = **9,67KN/ml**

III-3-4-Calcul de la charge concentrée due au mur extérieur:

Poids propre du mur en brique :

A = γ x b x h x 1m = 13 x 0,10 x 1,10 x 1m = 1,43 KN

P_u = 1,35A = 1,35 (1,43) = 1,93 KN

P_{ser} = 1,43 KN

III-3-5-Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max (ELU):

$M_{max} = -\frac{Qul^2}{2} - P_u.l = -\frac{13{,}58(1{,}30)^2}{2} - 1{,}93(1{,}30) = -11{,}48 - 2{,}51$

M_{max} = - 14 KN.m

$T_{max} = Q_u.l + P_u$ = 13,58 x 1,30 + 1,93 = 19,58 KN

d= 0,9h = 0,9 x 15 = 13,5 cm

III-3-6-Calcul des moments max: (ELS)

$M_{max} = -\frac{Qs.l^2}{2} - P_s.l = -\frac{9,67(1,30)^2}{2}$ - 1,43(1,30) = - 8,17 – 1,86

M_{max} = - 10,03 KN.m

$T_{max} = Q_s.l + P_s =$ 9,67x 1,30 + 1,43 = 12,57+ 1,43 = 14 KN

III-3-7-Calcul du ferraillage:

La section à calculé (100x15)

M = 14 KN.m

$\mu = \frac{M}{b.d^2.\sigma bc} = \frac{14 \text{ x } 10^3}{100.13,5^2.14,17}$ = 0,054<μ_l

μ = 0,054⇒β= 0,972

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15}$ = 348 Mpa

$A_s = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{14x10^3}{0,972x13,5x348} = \frac{14x10^3}{4566,46}$= 3,07 cm^2

III-3-8-Vérifications:

- **Conditions de non fragilité:**

$A_{min} = (0,23.b.d.f_{t28})/fe = \frac{0,23x100x13,5x2,1}{400}$ = 1,63 cm^2

A_{min} <As ⇒ As = 3,07 cm^2

Le choix = 6T10 = 4,71 cm^2

- **Contrainte de cisaillement :**

$\tau_u = \frac{T_u}{bxd} = \frac{19,58x10^3}{1000x135}$ = 0,15 Mpa

Pour une fissuration préjudiciable on a :

$\overline{\tau_u}$ = min(0,15fc$_{28}$/ γb ; 4Mpa) = min (0,15 x 25/1,5 ; 4Mpa) = 2,5 Mpa

τ_u = 0,15 <$\overline{\tau_u}$ = 2,5 Mpa ………………Condition vérifiée

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **Contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{19,58 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 12,56 \times 10^2} = 1,28 \text{Mpa}$$

$n = 4$: nombre d'armatures longitudinales tendues

$\mu = 2\pi \frac{1}{2} = 3,14\text{cm}$: périmetre d'armatures tendues

$\overline{\tau_{ser}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$

$\tau_{ser} = 1,28 \text{MPa} \prec \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{MPa}$..........condition vérifiée

- **La vérification des contraintes à L.E.L.S :**

✓ **Détermination de la position de l'axe neutre :**

$\frac{b.y^2}{2}$ - $15A_S(d-y) = 0$ $A_s = 4,71 \text{ cm}^2$

$50y^2 + 15x\ 4,71\ (13,5-y) = 0$

$50y^2 + 70,65\ y – 953,78 = 0$

$\Delta = (70,65)^2 – 4 \text{ x } 50 \text{ x}(-953,78) = 2218,41 + 127170 = 195746,42$

$\sqrt{\Delta} = 442,43$

$y_1 = -\frac{70,65-442,43}{100} = -5,13$

$y_2 = -\frac{70,65+442,43}{100} = 3,72$

y = 3,72 cm

(position de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée)

✓ **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^{\ 3} + \sum As(d-y_1)^2 = \frac{100}{3}(3,72)^3 + 15\times 4,71(13,5-3,72)^2$$

$I = 1715,96 + 6757,56$

$I = 8473,52 \text{ cm}^4$

✓ **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_i = \frac{10,03\times10^3}{8473,52} \times 3,72 = 4,40$ Mpa

$\overline{\sigma\ bc} = 0,6fc_{28} = 15\text{Mpa}$

$\sigma_{bc} = 4,40$ Mpa $< \overline{\sigma\ bc} = 15$ Mpa …………………Condition vérifiée

- ✓ **Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :**

Pour une fissuration préjudiciable on a :

$\overline{\sigma\ st}$ = min { $\frac{2}{3}$ f_e ; $110\sqrt{\eta f t28}$ }

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

$\overline{\sigma\ st}$ = min {$\frac{2}{3} \times 400$; $110\sqrt{1{,}6 \times 2{,}1}$ }

$\overline{\sigma\ st}$ = min {267 ; 202} = 202 Mpa

$\sigma_{st} = n\,\frac{M_{ser}}{I}(d - y_1) = 15 \times \frac{10{,}03 \times 10^3}{8473{,}52}(13{,}5 - 3{,}72) = 173{,}65$ Mpa

σ_{st} = 173,65 Mpa < $\overline{\sigma\ st}$ = 202 Mpa

- **Les armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{4{,}71}{4} = 1{,}18\ cm^2$

On adopte 3ϕ8 = 1,51cm^2/ml

- **Vérification de la flèche :**

Pour les éléments supports en console, la flèche F est égale à :

$F = F_1 + F_2$ avec : $F_1 = \frac{Q.L^2}{8EI}$ … … … …. Flèche due à la charge répartie.

$F_2 = \frac{pL^3}{3EI}$ ………..Flèche due à la charge concentrée.

- ✓ **Détermination du centre de gravité :**

$$y_a = \frac{\sum Ai \times Yi}{\sum Ai} = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + n \times As \times d}{b \times h + n \times As}$$

$$y_a = \frac{100 \times 15 \times 7{,}5 + 15 \times 4{,}71 \times 13{,}5}{100 \times 15 + 15 \times 4{,}71} = \frac{11250 + 953{,}78}{1570{,}65} = \frac{12203{,}78}{1570{,}65} = 7{,}80 \text{ cm}$$

$y_1 = y_a$ = 7,80 cm

$y_2 = h - y_a$ = 15 – 7,80= 7,2 cm

- ✓ **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{by_1{}^3}{3} + \frac{by_2{}^3}{3} + n.A(d-y_1)^2$$

$$I = \frac{100(7{,}80)^3}{3} + \frac{100(7{,}20)^3}{3} + 15 \times 4{,}71(13{,}5 - 7{,}80)^2$$

I = 15818,4 + 12441,6+ 2295,42

I = 30555,42 cm^4

$$F = F_1 + F_2 = \left(\frac{QL^4}{8EI} + \frac{PL^3}{3EI}\right) = \frac{L3}{EI}\left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3}\right]$$

$$F = \frac{(1,30)^3}{30555,42 \times 32164,2}\left[\frac{9,67 \times 1,30}{8} + \frac{1,43}{3}\right]$$

$$F = \frac{2197000}{982,80 \times 10^6}[1,57 + 0,48]$$

$$F = \frac{2197000}{982,8 \times 10^6} \times 2,05$$

$F = 0,005$ cm

$F_{ad} = \frac{L}{250} = \frac{130}{250} = 0,52$ cm

$F_{cal} = 0,005$ cm $< F_{adm} = 0,52$ cm ………… Condition vérifiée

Tableau III.1 : Récapitulatif des armatures du balcon

Cas	01
Moment fléchissant M_u (KN.m)	14
L'effort tranchant T_u (KN)	19,58
M_{ser} (KN.m)	10,03
A_s (cm²/ml)	3,07
A_{min}(cm²/ml)	1,63
Choix d'acier (p.m)	6T10
A_{adopte} (cm²/ml)	4,71
A_r (cm²/ml)	1,18
Choix d'acier (p.m)	3T8

III-4-Escaliers:

III-4-1-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.

III-4-2-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 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.

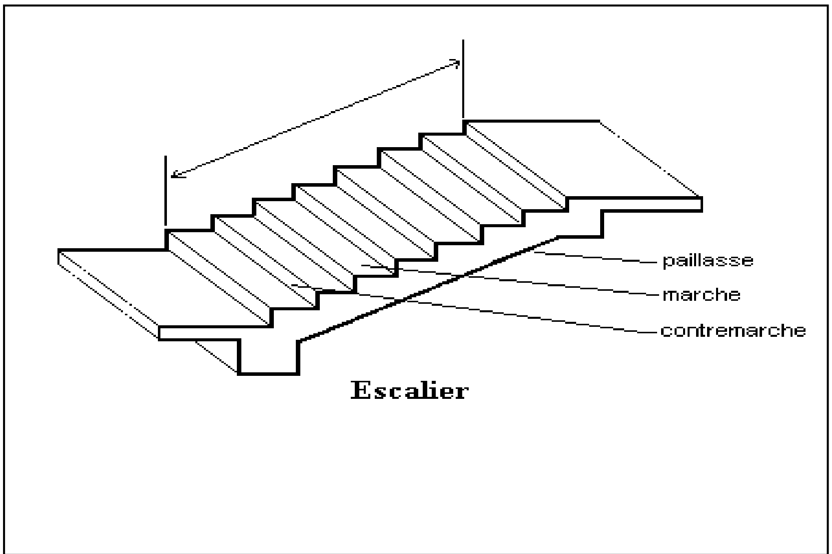


Figure III.4 :schéma d'un escalier

III-4-3-Dimensions des escaliers:

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

$59 \leq 2h + g \leq 66cm$......................(1)

Avec :

h : Hauteur de la marche (contre marche),

g : Largeur de la marche,

On prend 2h+g=64 cm

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 total de la volée : $L=(n-1)g$

- Notre bâtiment compte un seul type d'escalier :
    1. Escalier à deux volées avec palier.

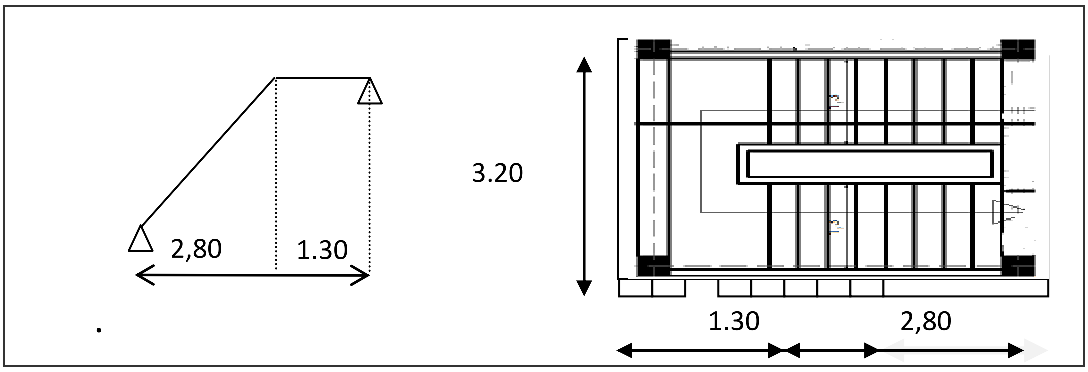


Figure III.5 : Schéma statique

a-Dimensionnement des marches et contre marches :

$$\begin{cases} H = n \times h \Rightarrow h = H/n \\ L = (n-1).g \Rightarrow g = L/(n-1) \end{cases}$$

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

Et puis : **m n²-(m+L +2H) n+2H=0 …. (2)**

Avec : m=59cm et H=323/2=161.5cm et L=280cm

Donc l'équation (2) devient : $59n^2 - 662n + 323 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 10\ (nombre\ de\ contre\ marche)$

Donc : $n - 1 = 9\ (nombre\ de\ marche)$

$$h = \frac{161.5}{9} = 17\ cm\ et\ g = \frac{L}{n-1} = 30\ cm$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$59\ cm\ \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66\ cm = \ 59\ cm\ \leq 64\ cm \leq 66\ cm\ ; Condition\ vérifiée$

L'inégalité vérifiée, on a : 10 marches avec $g = 30\ cm\ et\ h = 17\ cm.$

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan\alpha = \frac{17}{30} = 0{,}57 \Rightarrow \alpha = 29{,}54° \rightarrow \cos\alpha = 0{,}87$$

Epaisseur de la volée (e_v) :

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30\cos\alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20\cos\alpha} \rightarrow \frac{280}{30\times 0{,}87} \leq e_v \leq \frac{280}{20\times 0{,}87} \rightarrow 10.73 \leq e_v \leq 16{,}09$$

$$e_v = 12\ cm$$

Epaisseur du palier (e_p):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos\alpha} = \frac{12}{0{,}87} = 13.95\ cm$$

$$e_p = 14\ cm$$

b-Evaluation des charges et des surcharges :

- **Paillasse :**

Tableau III.2 : Résume les charges de paillasse

N=^{0}	Désignation	Ep (m)	densité KN/m^3	poids KN/m^2
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_h x20x h/g	0,02	20,00	0,23
5	**Mortier de ciment vertical** epx20x h/g	0,02	20,00	0,23
6	**Poids propre de la paillasse** $e_v \times 25/\cos\alpha$	0,12	25,00	3,45
7	**Poids propre des marches** $h/2 \times 22$	/	22,00	1,87
8	**Garde- corps**	/	/	0,10
9	**Enduit en plâtre 2x0,1/0,87**	0,02	10,00	0,23
		G	**7,36KN/m^2**	
		Q	**2,5KN/m^2**	

q_u= (1,35G+1,5Q).1m =13,69KN/ml

q_{ser}= (G+Q).1m=9,86KN/

- **Palier :**

Tableau III.3 : Résume les charges de palier

$N=^0$	Désignation	ep (m)	Densité (KN/m^3)	Poids KN/m^2
1	**Poids propre du palier epx25**	0,14	25,00	3,50
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
		G	**4,87KN/m²**	
		Q	**2,5KN/m²**	

$$\begin{cases} q_u = 10,33 KN/ml \\ q_{ser} = 7,37 KN/ml \end{cases}$$

c-Calcul du moment maximal en travée a L.E.L.U :

$$\begin{cases} \text{Charge due au paillasse : } q_1 = 13,69 KN/ml \\ \text{Charge due au palier : } q_2 = 10,33 KN/ml \end{cases}$$

$\sum F/X = 0 \Longrightarrow H_B = 0$

$\sum F/Y = 0 \Rightarrow V_A + V_B = q_1 . 2,80 + q_2 . 1,30$

$\Longrightarrow V_A + V_B = 51.76$ KN

$\sum M/A = (R_B . 4.10) - (q_2 . 1,30)(\frac{1,30}{2} + 2,80) - q_1(2,80)(\frac{2,80}{2}) = 0$

$\Longrightarrow V_B = 24,39$ KN

$\sum M/B = -(R_A . 4.10) + (q_1 . 2,80)(\frac{2,80}{2} + 1,30) + q_2(1,30)(\frac{1,30}{2}) = 0$

$\Longrightarrow V_A = 27,37$KN

d-Schéma statique

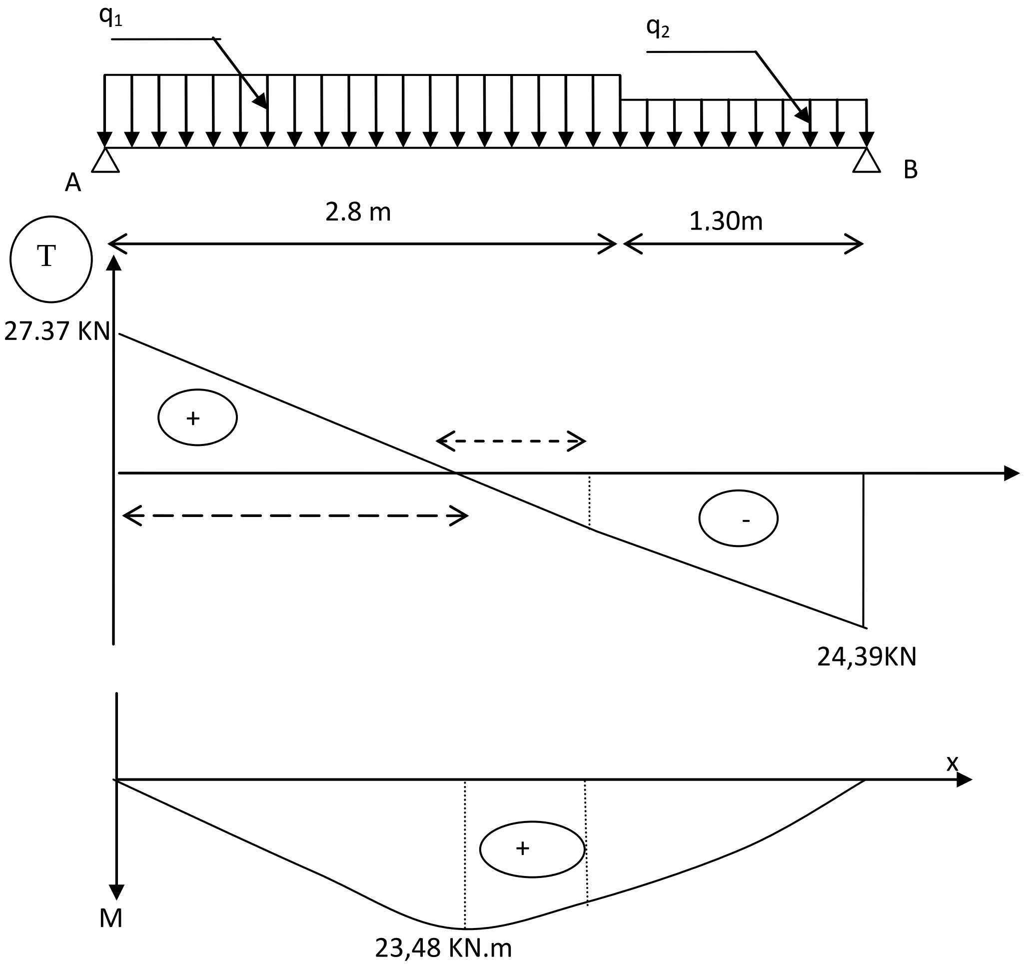


Figure III.6 : diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant.

e-Calcul du moment maximal en travée a L .E.L.S :

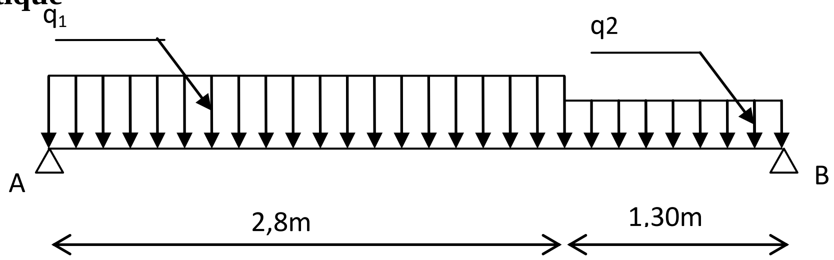
Charge due au paillasse q_1= 10.33KN/ml
Charge due au palier q_2 = 7,37KN / ml

$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A+R_B=(9{,}86x2{,}80)+(7{,}37x1{,}30)=37{,}19KN$

$$\sum M/B=0 \Rightarrow -R_a \times 4{,}10+9{,}86x2.80(\frac{2{,}80}{2}+1{,}30)+(7{,}37\times\frac{1{,}30^2}{2})$$

R_A= 19,70 KN et R_B=17,49 KN

f-Schéma statique



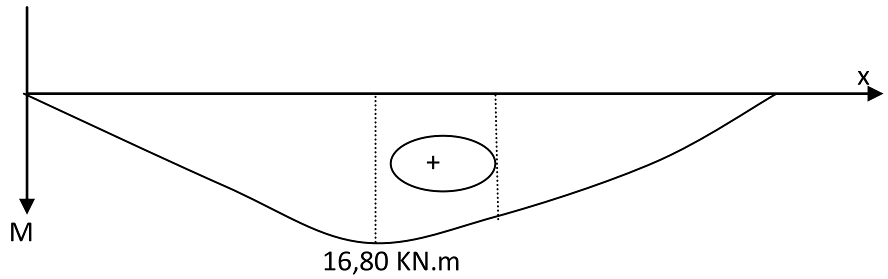


Figure III.7 : diagramme des moments fléchissant.

III.4.4-Calcul du ferraillage:

1. En travée (volée) :

M_t = 19,96 KN.m ; h = 12 cm ; d = 0,9h = 0,9x12 = 10,8cm ; b = 100cm

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{19{,}96 \times 10^3}{100 \times 10{,}8^2 \times 14{,}17} = 0{,}120 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

α = 0,1603

ß=0,936

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19{,}96 \times 10^3}{0{,}936 \times 10{,}8 \times 348} = 5{,}67\ cm^2\ /\ ml$$

On adopte **6T12** soit **A_{adp} = 6,79 cm²/ml**

1.a)Vérification du Condition de non fragilité:

$$\textbf{Amin} = \frac{0{,}23\,.b\,.d\,.ft28}{fe} \Longrightarrow \textbf{Amin} = \frac{0{,}23 \times 100 \times 10{,}8 \times 2{,}1}{400} = 1{,}30 \text{ cm2/ml}$$

A_s =6,79cm²> A_{min} = 1,30 cm² …………………………….…………condition vérifiée

L'espacement : St = 15cm.

1.b)-Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{As}{4} = \frac{6{,}79}{4} = 1.70 cm^2 / ml.$$

Soit on adopte **3T10/ml** soit **A_{adp} = 2,36 cm^2/ml ;** avec un espacement égal à 10cm.

2- Sur appuis (palier):

M_a = 9,39 KN.m ; h= 14 cm ; d = 0,9x 14 = 12,6cm ; b = 100 cm

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9,39 \times 10^3}{100 \times 12,6^2 \times 14,17} = 0,042 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

ß=0,979

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,39 \times 10^3}{0,979 \times 12,6 \times 348} = 2,19\ cm^2\ /\ ml$$

On adopte **3T12 soit A_{adp} = 3,39 cm^2/ml**

2.a) vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12,6 \times 2,1}{400} = 1,63cm^2$$

A_a =3,39 cm^2> A_{min} = 1,63 cm^2……………………………….…….condition vérifiée

L'espacement S_t = 15 cm.

2.b)-Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,39}{4} = 0,85cm^2 / ml.$$

On adopte **2T10**soit **A_{adp} = 1.57 cm^2/ml** **S_t = 10cm.**

III.4.5.Les vérifications à l'E.L.S :

M^{max}_{ser}=16,80 KN.m

1- En travée:

$M^t_{ser} = 14,28 KN.m$, A_t = 6,79 cm^2/ml ; d = 10.80 cm

a)-Détermination de la Position de l'axe neutre (y) :

$Y = \frac{by^2}{2} + \eta As'(y-d)$; D'ou : $\eta = 15$

$\Rightarrow 50y^2 + 101,85Y - 1099,98 = 0 \Rightarrow y = 3,78cm.$

b)-Calcul du Moment d'inertie (I):

$$I = \frac{b\ y^3}{3} + 15As(d-y)^2 = \frac{100(3,78)^3}{3} + (15 \text{ x } 6,79) \text{ x } (10.80 - 3,78)^2 = 6819,55cm^4$$

c)-Contrainte du béton σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{14,28 \times 10^3}{6819,55} \times 3,78 = 7,92\ MPa$$

d)-Contrainte admissible du béton σ_b :

$\overline{\sigma_{bc}}$=0,6 fc$_{28}$=15MPa

Alors :σ_{bc} **= 7,92** Mpa <$\overline{\sigma_{bc}}$= 15MPa ……………………………………condition vérifiée

Donc les armatures calculées conviennent.

2- sur appuis :

M_{aser} = 6,72 KN.m ; A_s = 3,39 cm^2/ml ; d = 12,6 cm

a)-Détermination de la Position de l'axe neutre (y) :

$Y = \frac{by^2}{2} + \eta As'(y-d)$; D'ou : $\eta = 15$

$\Rightarrow 50y^2 + 58{,}95Y - 742{,}77 = 0 \Rightarrow y = 3{,}31$ cm.

b)-Calcul du Moment d'inertie (I):

$$I = \frac{b\,y^3}{3} + 15As(d-y)^2 = \frac{100(3{,}31)^3}{3} + (15 \text{ x } 3{,}39)(12{,}6 - 3{,}31)^2 = 5493{,}82\text{cm4}$$

c)-Contrainte du béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6{,}72 \times 10^3}{5493{,}82} \times 3{,}31 = 4{,}05\ MPa$$

d)-Contrainte admissible du béton σ_b :

$\overline{\sigma_{bc}}$=0,6 fc$_{28}$=15MPa

σ_{bc}= 4,05 MPa <$\overline{\sigma_{bc}}$= 15MPa ……………………………………….…condition vérifiée

Donc les armatures calculées conviennent.

e)-Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{25{,}88 \times 10^3}{1000 \times 108} = 0{,}24\ MPa$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = \min(0{,}20 f_{c28}/\gamma b\ ; 5\ MPa) = \min(0{,}20 \times 25/1{,}5\ ; 5\ MPa) = 3{,}33\ MPa$$

$$\tau_u = 0{,}24\ MPa < \overline{\tau_u} = 3{,}33\ MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textit{Condition vérifiée.}$$

Donc: pas de risque de cisaillement

III.4.6. Vérification de la flèche :

Selon l'article B651 de BAEL91 on a :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{130} = 0{,}108 > 0{,}0625 \ldots\ldots\ldots\ldots \textit{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t\,ser}}{10 \times M_{0\,ser}} \Rightarrow \frac{14}{130} = 0{,}108 > \frac{14{,}28}{10 \times 16{,}80} = 0{,}085 \ldots\ldots \textit{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \Rightarrow \frac{6{,}79}{100 \times 10{,}8} = 0{,}0063 = \frac{4{,}2}{400} = 0{,}010 \ldots\ldots\ldots \textit{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifier donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III-5-Poutre palière :

III-5-1-Dimensionnement :

Selon BAEL91/99 le critère de rigidité est :

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{290}{15} \leq h \leq \frac{290}{10} \rightarrow 19,33 < h < 29$cm

On prend h = 30 cm donc d = 0,9(30) = 27 cm

0,3 d < b < 0,4 d → 8,1 < b < 10,8 cm ; b = 30 cm

Les vérifications des conditions du RPA 99/2003

h= 30 = 30 cm …………Condition vérifiée

b = 30 > 20 cm …………Condition vérifiée

$\frac{h}{b}$ = 1 < 4 ……………….Condition vérifiée

Donc la section est **(30X30) cm^2**

Charge supportées par la poutre :

- Poids propre de la poutre : G_p = 0,3.0,3.25.1m = 2,25 KN/ml
- Poids du mur situé sur la poutre : G_m = 9.0,15.3,23.1m= 4,36 KN/ml
- Charge d'exploitation : $Q = 2,5$ kN/m
- Réaction du palier : ELU : Rb = 24,39 KN

  ELS : Rb = 17,48 KN

Q_u = [1,35(2,25+4,36 +24,39)+1,5(2,5)] = 45,6 KN/ml

Q_{ser} = 2,25 + 4,36+ 17,48 +2,5 = 26,59 KN/ml

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

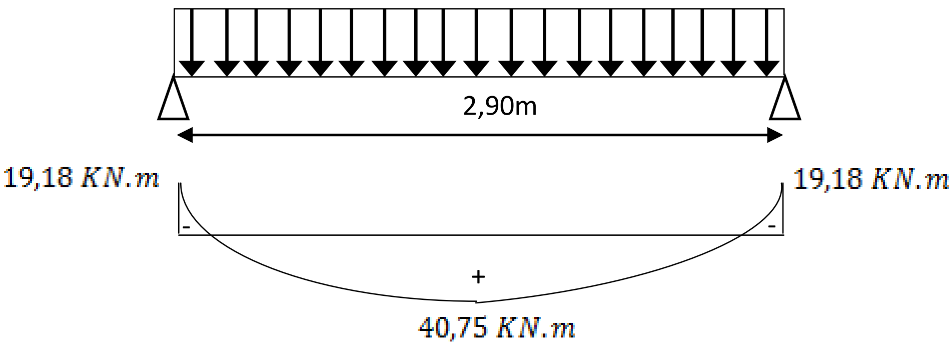


Figure III-8- Diagramme des moments que subit la poutre palière.

$M_0 = \frac{Q.L^2}{8} = \frac{45,6(2,9)^2}{8}$ = 47,94 KN.m

$M_t = 0,85\ (47,94) = 40,75$ KN.ml

$M_a = 0,4\ (47,94) = 19,18$ KN .ml

III-5-2-Calcul du ferraillage à l'E.L.U :

On a : b= 30cm ; h=30cm ; d= 0,9(30) = 27cm

- **En travée :**

$M_t = 40,75$ KN.m

$$\mu = \frac{40,75 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,132$$

$\mu = 0,158 \rightarrow \beta = 0,929$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 30 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,98\ cm^2/ml$$

$$A_s = \frac{40,75\ 10^3}{0,929 . 27 . 348} = 4,67\ cm^2/ml$$

$A_{min} < A_s$ ………….Condition vérifiée

$A_s = 4,67 \rightarrow$ Le choix : 6T12 = 6,78 cm^2/ml

- **Sur appuis :**

$M_a = 19,18$ KN.m

$$\mu = \frac{19,18 . 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,062$$

$\mu = 0,062 \rightarrow \beta = 0,968$

Condition de non fragilité :

$A_{min} = 0,98\ cm^2$ /ml

$$A_s = \frac{19,18 \times 10^3}{0,968 \times 27 \times 348} = 2,11 cm^2 /ml \ ;\ A_{min} < A_s$$ ………..Condition Vérifiée

Le choix : 3T14 = 4,62 cm^2/ml

III-5-3-Vérification ELS :

$Q_{ser} = 26,59$ KN/ml

$M_{0ser} = 27,95$ KN .ml

$M_{tser} = 23,76$ KN .ml

$M_{aser} = 11,18$ KN .ml

- **En Travée :**

$A_s = 6,78 cm^2$ /ml

La position de l'axe neutre :

$\frac{b}{2}$ y^2- $15A_s(d-y) = 15y^2 - 15(6,78)(27-y) = 0$

$\rightarrow 15y^2 + 101,7y - 2745,9$

$\Delta = b^2 - 4ac = (101,7)^2 - 4(15)(-2745,9) = 175096,89$

$\sqrt{\Delta} = 418,45$

$y_1 = \frac{-101,7+418,45}{2(15)} = 10,56$ cm

$y = 10,56$ cm

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

Le moment d'inertie :

$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s (d-y)^2 = \frac{30}{3} (10,56)^3 + 15(6,78)(27-10,56)^2 =$ **$39262,66cm^4$**

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$\delta_{bc} = \frac{Mt\ ser}{I}\ y = \frac{23,76\times10^3}{39262,66}\ .10,56 = 6,39$ Mpa

$\bar{\delta}_b = 0,6f_{c28} = 15$Mpa

$\delta_{bc} < \bar{\delta}_{bc}$ …………..Condition vérifiée

Justification vis-à-vis de T :

$T_u = \frac{QL}{2} = \frac{45,6\times2,9}{2} = 66,12$ KN

$\tau_u = \frac{Tu}{b.d} = \frac{66,12\times10^3}{300\times270} = 0,82$ Mpa

$\overline{\tau u} = \min(0,20f_{c28}/\gamma b;\ 5Mpa) = 3,33$ Mpa ; $\tau_u < \overline{\tau u}$ …………Condition vérifiée

Il n'ya pas de risque de cisaillement.

Ferraillage des armatures transversales :

$\Phi_t \leq \min\{\frac{h}{35};\frac{b}{10};\phi_L\} \leq \min\{8,57;30;10\}$ $\phi_t = 8,57$

On prend $\phi_t = 8$mm

$S_t \leq \min\{0,9d;40\ cm\} = 24,3$; $S_t = 20$cm

D'aprés le RPA 99/2003

- **Zone nodale:**

$S_t \leq \min\{15\ cm;10\phi_L\} = 10$ cm

- **Zone courante :**

$S_t \leq 15\phi_L \rightarrow S_t = 15\text{cm}$

Vérification de la section d'armatures minimales :

$\frac{At \times fe}{St \times b_0} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2} ; 0{,}4 \text{ Mpa}\right\}$

Max {0,41 ; 0 ,4 } = 0,41 Mpa

$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0{,}41 \times 30}{235} = 0{,}052\text{cm}$

$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3\,Kft_{28}}{0{,}9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0{,}82 - 0{,}3 \times 2{,}1) \times 30 \times 1{,}15}{0{,}9 \times 1 \times 235} = 0{,}031 \text{ cm}$

On prend : 0,052 cm

$A_t = 0{,}052\, S_t$; On prend $S_t = 15$ cm ; $A_t \geq 0{,}78 \text{ cm}^2$

On prend : $A_t = 4T8 = 2{,}01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

L'ancrage des armatures tendues :

$\tau_s = 0{,}6\Psi^2 f_{tj} = 0{,}6 \times 1{,}5^2 \times 2{,}1 = 2{,}84$ Mpa

La longueur de scellement droit Ls :

$L_s = \frac{\phi_l \times f_e}{4\tau_s} = \frac{1{,}4 \times 400}{4 \times 2{,}84} = 49{,}30 \text{ cm}$

On adopte une courbure égale à $r = 5{,}5\phi_L = 7{,}7$ cm

$L_2 = d - (c + \frac{\phi}{2} + r) = 27 - (3 + 0{,}7 + 7{,}7) = 15{,}6 \text{ cm}$

$L_1 = \frac{L_s - 2{,}19r - L_2}{1{,}87} = \frac{49{,}30 - 2{,}19(7{,}7) - 15{,}6}{1{,}87} = 9{,}00 \text{ cm}$

III-5-4-Calcul de la flèche :

$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{290} > \frac{1}{16} \rightarrow 0{,}10 > 0{,}06$ …………..Condition vérifiée

$\frac{h_t}{L} > \frac{M_{t\,ser}}{10 \times M_{0ser}} \rightarrow \frac{30}{290} \geq \frac{23{,}76}{10 \times 27{,}95} = 0{,}10 > 0{,}09$………Condition vérifiée

$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4{,}2\, f_e \rightarrow \frac{6{,}78}{30 \times 27} \leq 4{,}2\,(400) \rightarrow 0{,}008 < 1680$ ………..Condition vérifiée

Donc il est inutile de calculer la flèche