

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction:

L'ensemble des éléments secondaires est constitué par des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement qu'on peut énumérer comme suit :

- Balcons
- Acrotère
- Escaliers

IV. 2 : LES BALCONS :

IV. 2. 1 : Descente de charge :

Type de chargement	chargement	Poids Volumique (Kn/m3)	Surface (m3)	charge (Kn)
Charge répartie	Dalle pleine (e = 15 cm)	25	0,15*1	3,75
	Mortier de pose (e = 2cm)	20	0,02*1	0,40
	Carrelage (e= 2 cm)	22	0,02*1	0,44
	Lit de sable (e = 2 cm)	17	0,02*1	0,34
Charge concentrée	Cloison en brique (e= 10 cm+15cm)	14	0,25*2,62	9,17
	Enduit en plâtre (e= 2 cm)	10	0,02*2,62	0,52
	Enduit en ciment (e= 2 cm)	20	0,02*2,62	1,05

- La charge permanente totale (charge répartie) : $G=4.93 \text{ KN/m}$
- La charge du mur (force concentrée) : $P=10.742 \text{ KN}$
- La charge d'exploitation (charge répartie) : $Q=3.5 \text{ KN/m}$

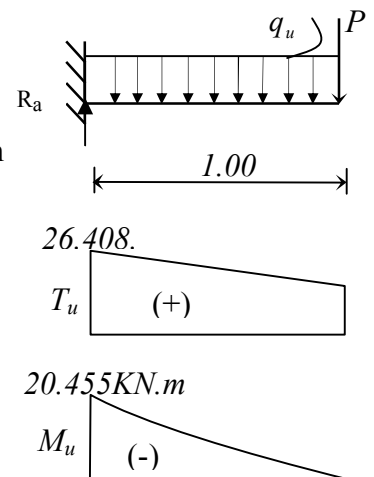
Matériaux : { Béton de résistance : $f_{c28}=25 \text{ MP}$
Acier de limite élastique : $f_e=400 \text{ MPa}$

{ Hauteur : $h=15 \text{ cm}$
Géométrie : Largeur : $b=100 \text{ cm}$
Hauteur utile : $d=13,5 \text{ cm}$

IV. 2. 1 : Sollicitation :

➤ Le calcul se fait pour une bande de 1m

$$\begin{cases} q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (4.93) + 1.5 (3.5) = 11.906 \text{ KN.m} \\ p = 1.35F = 1.35 (10.742) = 14.502 \text{ KN.} \\ a \qquad \qquad \qquad b \\ M_u = Mp + Mq = pl + ql^2/2 = (14.502 * 1) + 11.906 * 1^2/2 = 20.455 \text{ KN.m} \\ T_u = Tp + Tq = p + ql = 14.502 + 11.906 * 1 = 26.408 \text{ KN.} \end{cases}$$



Calcul les réactions d'appuis :

$$\sum f_{/x} = 0 \Rightarrow R_{ax} = 0$$

$$\sum f_{/y} = 0 \Rightarrow R_{ay} - p - ql = 0$$

$$R_{ay} = 14.502 + 11.906 \dots\dots\dots (1)$$

R_{ay} = 26.408 KN

$$\sum M_{/b} = 0 \Rightarrow M_a - ql^2/2 = 0$$

$$M_a = 14.502(1) + 11.906 * (1)/2$$

M_a = 20.455 KN.m

IV. 2. 3 : Ferrailage :

$$\gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{20,455}{14,957} = 1.367$$

$$\mu_l = (3340\gamma + 49f_{28} - 3050) * 10^{-4}$$

$$\mu_l = 0.285$$

$$f_{bu} = 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b = 0.85 * 25 / 1 * 1.5 = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = Mu / b * d^2 * f_{bu} = 20.455 * 10^6 / 1000 * 13.5^2 * 14.17 = 0.0792$$

$$\mu_{bu} = 0.0792 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A = 0$$

$$Z_b = d(1 - 0.6 \mu_{bu})$$

$$Z_b = 0.135(1 - 0.6(0.0792))$$

Z_b = 0.13m

$$F_{ed} = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z_b * f_{ed}}$$

$$A_{st} = \frac{20,455 * 10^6}{130 * 348} A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{F_e} A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq A_{min} \Rightarrow 4.52 \geq 1.63 \text{ cm}^2 \dots \text{OK}$$

On choisit : 5Φ12/m avec A = 5.65 cm²

IV . 2. 4 : Vérification a L'E.L.S :

a) Vérification des contraintes :

$$\left\{ \begin{array}{l} q = G+Q = 4.93 + 3.5 = 8.43 \text{Kn /m} \\ p = 10.742 \text{KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\text{ser}} = Mp + Mq = pl+ql^2/2 = 10.742(1)+8.43(1)^2/2 = 14.957 \text{KN.m} \\ T_{\text{ser}} = Tp+Tq = p+ql = 10.742+8.43 = 19.172 \text{ KN} \end{array} \right.$$

○ Position de l'axe neutre :

$$By^2/2 - 15 \cdot A_s \cdot (d-y) = 0$$

$$50y^2 - 15(5,65)(13,5-y) = 0$$

$$50y^2 - 1144,12 + 84,75y = 0$$

$$\Delta = (-84,75)^2 - 4 \cdot (50) \cdot (-1144,12)$$

$$\sqrt{\Delta} = 485,8$$

$$Y_1 = -84,75 - 485,8/2(50) = -5,7 \text{cm}$$

$$Y_2 = -84,75 + 485,8/2(50) = 4,01 \text{cm}$$

$$\Rightarrow Y = 4,01 \text{cm}$$

○ Moment d'inertie :

$$I = b \cdot y^3/3 + 15 \cdot A_s \cdot (d-y)^2$$

$$I = 100(4,01)^3/3 + 15(5,65)(13,5-4,01)^2$$

$$I = 9781,97 \text{cm}^4$$

Coefficient K :

$$K = M_{\text{ser}}/I$$

$$K = 14.957 \cdot 10^2 / 9781,97$$

$$K = 0.153 \text{KN/cm}^3$$

Contraint dans le béton :

$$\sigma_b = K \cdot y$$

$$\sigma_b = (0.153 \cdot 4,01) \cdot 10^2$$

$$\sigma_b = 6,13 \text{Mpa}$$

$$\sigma' = 0.6 \cdot f_{c28}$$

$$\sigma' = 0.6(25)$$

$$\sigma' = 15 \text{Mpa}$$

$$\sigma_b = 6,13 \text{Mpa} \leq \sigma' = 15 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Contraint dans l'acier :

$$\sigma_s = 15k(d-y)$$

$$\sigma_s = (15 \cdot 153 \cdot (13,5-4,01)) \cdot 10^2$$

$$\sigma_s = 217,79 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \min\{2/3 f_e | 110 \cdot \sqrt{\eta f t 28}\} \Rightarrow \sigma_s = 202 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 217,79 \text{MPa} < \sigma_s = 202 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition non vérifi}$$

On doit augmenter la section des armatures, on adopte : **5T12/ml** $A_s = 7.7 \text{ cm}^2$

et on vérifie :

$$\sigma_{st} = 198.36 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la flèche :

1. $h/l > 1/16 \Rightarrow 15/100 > 1/16 \Rightarrow 0.15 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{OK}$
2. $h/l > M_t/10M_0 \Rightarrow 15/100 > 20.528/10 \cdot 20.528 \Rightarrow 0.15 > 0.1 \dots \dots \dots \text{OK}$
3. $A_s/b_0 d < 4.2/f_e \Rightarrow 5.65/100 \cdot 13.5 < 4.2/400 \Rightarrow 0.0042 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{OK}$

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

IV. 2. 5 : Vérification a l'état limite ultime :

Vérification de l'effort tranchant :

Contraint tangentielle limite:

$$\tau_n = T/b \cdot d \Rightarrow 26,408 \cdot 10^3 / 1000 \cdot 135 \tau_n = 0.196 \text{ MPA}$$

$$\tau'_n = \min(0.1 f_c, 28, 4 \text{ MPA})$$

$$\tau'_n = \min(0.1(25), 4 \text{ MPA})$$

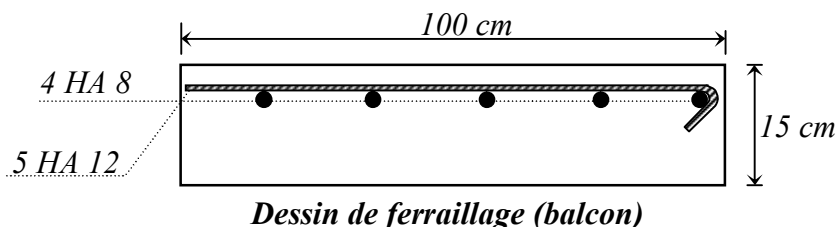
$$\tau'_n = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_n = 0.196 \text{ MPA} < \tau'_n = 2.5 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{OK}$$

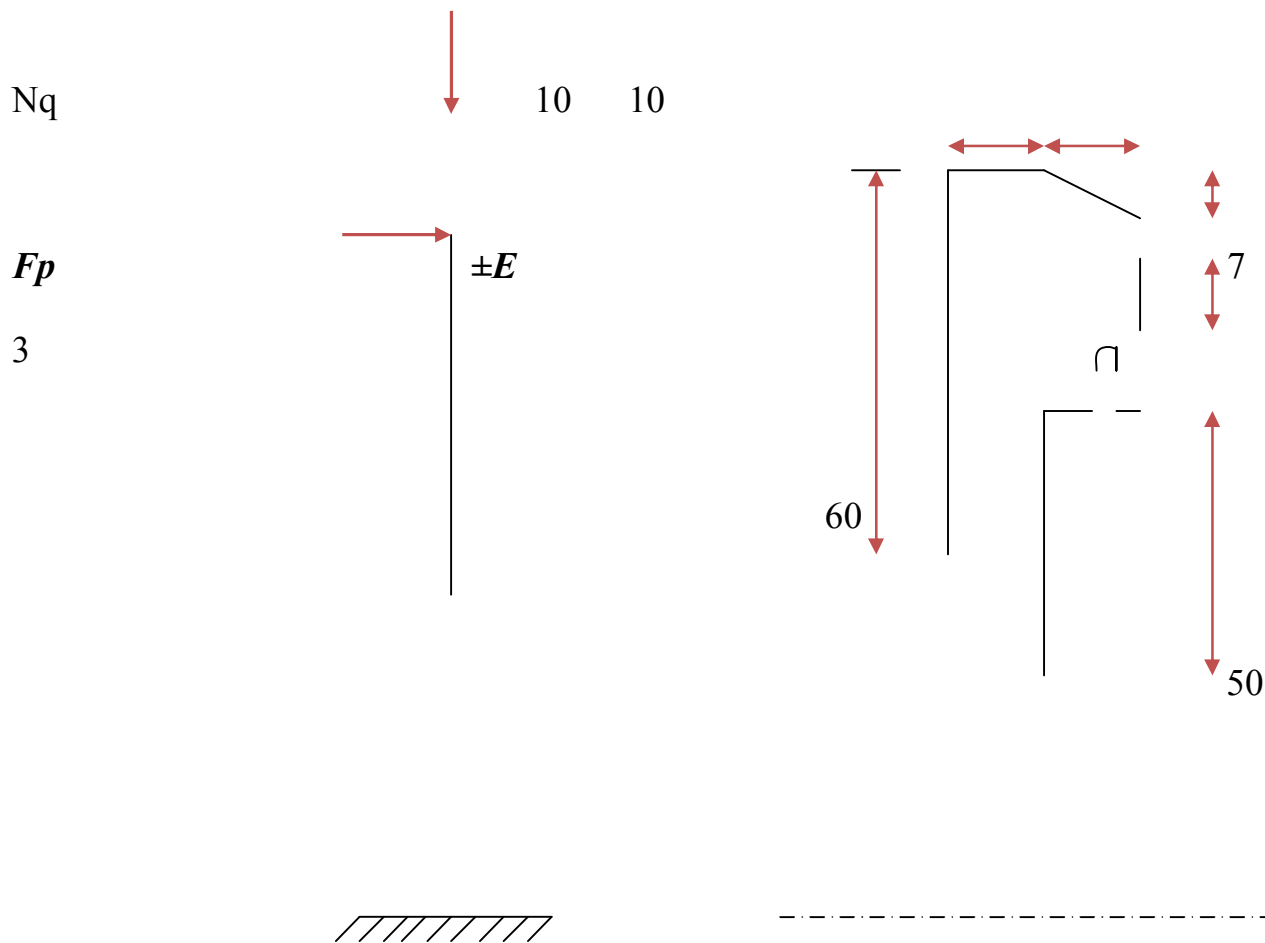
Armature de répartition :

$$A_t = \frac{AL}{4} \Rightarrow A_t = 1.413 \text{ cm}^2$$

Choix : 4Φ8 avec : A=3.93cm²



IV. 3. L'ACROTÈRE:



L'acrotère est assimilée à une console verticale encastrée à sa base dans le plancher terrasse, elle est soumise à :

Son poids propre (WP) et un moment dû à la force horizontale (Fp). Elle sera donc calculée en flexion composée

Evaluation des charges :

$$\begin{cases} G=1,72\text{Kn/m}^2 \\ Q=1\text{ Kn/m}^2 \end{cases}$$

Exigence des règles RPA 2003 :

Le RPA exige et impose l'application de la force horizontale (Fp) pour le calcul des éléments de la structure secondaire.

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

A : coefficient d'accélération de la zone : zone II ; groupe 2 $\Rightarrow A=0.15$

Cp : facteur de force horizontale : élément en console $\Rightarrow C_p=0.8$

Wp : poids de l'élément secondaire : $w_p=1,72\text{Kn/m}^2$

IV. 3 1 : Calcul de la force horizontale :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,72$$

$$F_p = 0,826 \text{ Kn}$$

IV. 3 .2 : Calcul des sollicitations :

E LU :

$$N_u = 1.35 W_p + 1.5 N_q$$

$$N_u = 1.35(1,72) + 1.5(0)$$

$$N_u = 2,322 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 * F_p * h_a$$

$$M_u = 1.5 * 0,826 * 0.6$$

$$M_u = 0.743 \text{ KN}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{h}{250} \right\}$$

$$e_0 = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = M_u / N_u + e$$

$$e_1 = 0.743 / 2,322 + 0.02$$

$$e_1 = 0.32 \text{ m} \Rightarrow e_1 = 32 \text{ cm}$$

$$e_2 = 3 l_f^2 / 10^4 h$$

$$\alpha = M_G / (M_G + M_Q)$$

$$\alpha = (W_p / W_p) + F_p$$

$$\alpha = (1,72 / 1,72) + 0,826$$

$$\alpha = 0.675$$

$$L_f = 2 L_0$$

$$L_f = 2 * 0.6$$

$$L_f = 1.2 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 * 1.2^2}{0,10 * 10^4} (2 + 0,675 (2))$$

$$e_2 = 1.45 \text{ cm}$$

Sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée :

$$\begin{cases} N_u = 2,322 \text{ KN} \\ M_u = N_u(e_1 + e_2) \\ e_0 = e_1 + e_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 2,322 \text{ KN} \\ M_u = 2,322(0.32 + 0.0145) = 0,78 \text{ m} \\ e_0 = 0.335 \text{ m} \end{cases}$$

Sollicitation ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_A = e_0 + (d - h/2) \\ M_{UA} = N_u * e_A \end{cases} \begin{cases} e_A = 0.335 + (0.08 - (0.1/2)) = 0.365 \text{ m} \\ M_{UA} = 2,322 * 0.365 = 0,85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p + N_q = 1,72 \text{ Kn} \\ M_{ser} = F_p * h = 0,826 * 0.6 = 0.496 \text{ Kn} \\ e_{ser} = M_{ser} / N_{ser} = 0.496 / 1,72 = 0.29 \text{ m} \end{cases}$$

Sollicitation ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_A = e_{0ser} + (d-h/2) \quad e_A = 0.29 + (0.08 - 0.1/2) = 0.32m \\ M_{ser} = N_{ser} * e_A \quad M_{ser} = 1,72 * 0.32 = 0.55KN.m \end{array} \right.$$

IV. 3. 3 : Ferrailage :

- Moment réduit de référence à l'E.L.U :

$$\mu_{BC} = 0.8h/d (1 - 0.4h/d)$$

$$\mu_{BC} = 0.8 * 10 (1 - 0.4 * 10/8)$$

$$\mu_{BC} = 0.50$$

- Moment réduit agissant:

$$\mu_{bu} = M_{UA} / b_0 * d^2 * f_{bu}$$

$$\mu_{bu} = 0,85 * 10^{-3} / 1 * (0.08)^2 * 14.17$$

$$\mu_{bu} = 0.0094$$

- Conclusion:

$$\mu_{bu} = 0.0094 \leq \mu_{BC} = 0.50$$

Calcul des aciers en flexion simple :

$$\gamma = (3440 \gamma + 49f_{c28} - 3050) * 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = (3440(1.62) + 49(25) - 3050) * 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = 0.374$$

$$\mu_{bu} = 0.0094 < \mu_{lu} = 0.392 \Rightarrow \dot{\lambda} = 0$$

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu})$$

$$Z_b = 0.08 (1 - 0.6 (0.0094))$$

$$Z_b = 0.0795m$$

$$f_e = 400 / 1.15 = 348MPa$$

$$A = M_{UA} / z_b * f_e = 0,85 * 10^6 / 0.0795 * 348 * 10^3 = 0.307cm^2$$

Armature en flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{Nu}{F_e d}$$

$$A = 0.307 * 10^{-4} - \frac{2,322 * 10^{-3}}{348}$$

$$A_{st} = 0.24cm^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.966cm^2$$

$$A_{stc} = 0.24 < A_{min} = 0.966cm^2$$

- Alors on adopte : $A = A_{min} = 0.966cm^2$

Le choix : 5Φ8 avec : $A = 2.51 cm^2$

a) Armature de répartition :

$$A = \frac{Ast}{4} = \frac{2.510}{4}$$

$$A = 0.627 \text{ cm}^2$$

On adopte : $3\Phi 6$ avec : $A = 0.85 \text{ cm}^2$.

Espacement :

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(3(10), 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm on adopte } 5\Phi 8 \text{ pour } 1 \text{ m donc: } S_t = \frac{100}{5} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

IV. 3. 4 : Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 1.5q$$

$$V_u = 1.5(1)$$

$$V_u = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d_0}$$

$$\tau_u = \frac{1.5}{1 \cdot 0.08}$$

$$\tau_u = 18.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_u = 0.01875 \text{ MPA}$$

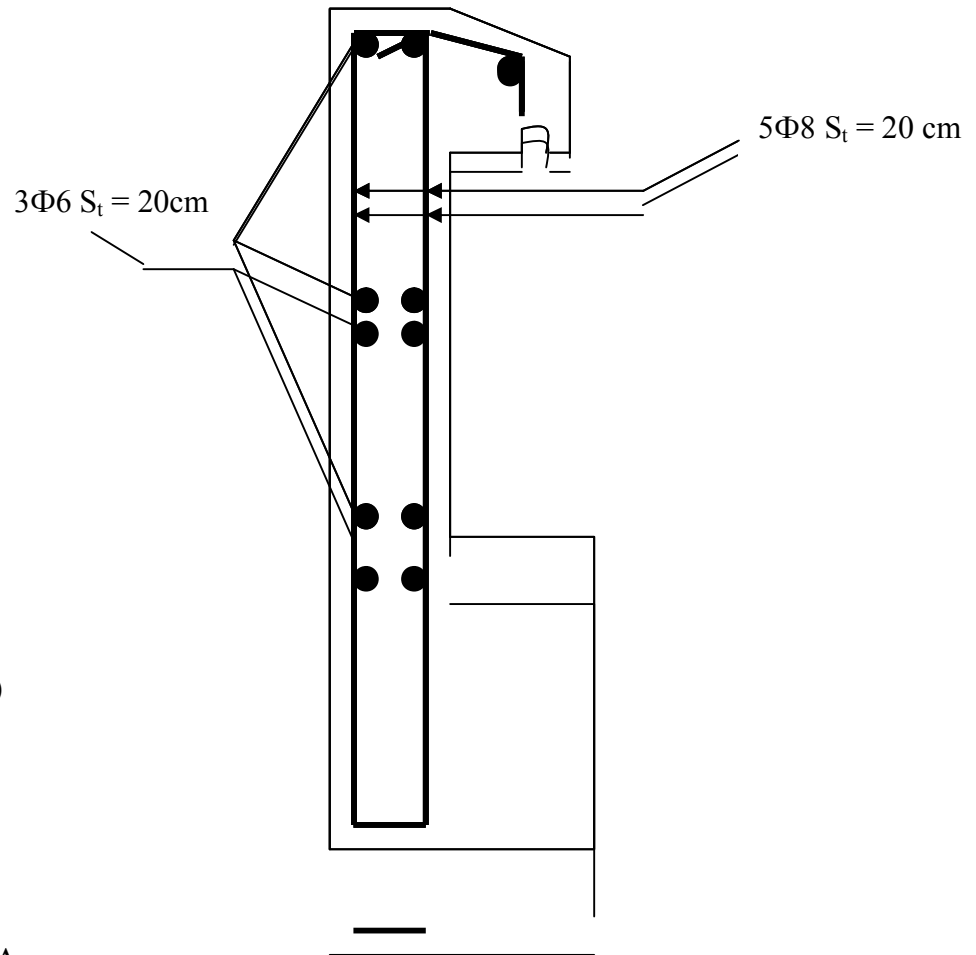
$$\tau' \leq \min(0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPA})$$

$$\tau' \leq \min(0.15 \cdot 25 / 1.5 ; 4 \text{ MPA})$$

$$\tau' \leq \min(2.5 ; 4 \text{ MPA})$$

$$\tau' = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\text{donc : } \tau = 0.01875 < \tau' = 2.5 \text{ MPA}$$



3-Escaliers:

-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.

1-Therminologie :

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.

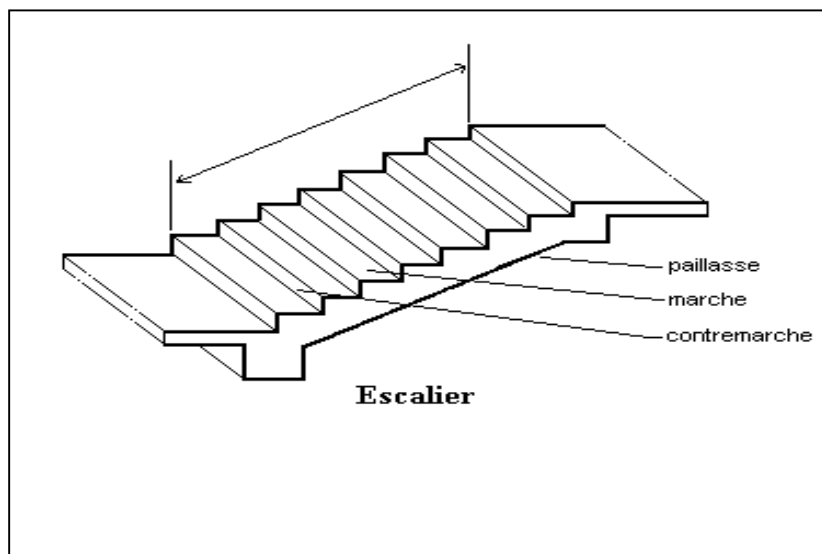


Figure IV-1 : schéma d'un escalier

2-Dimensions des escaliers:

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

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

Avec :

h: hauteur de la marche(contre marche),

g: largeur de la marche,

On prend $2h+g=64\text{cm}$

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

n : nombre de contre marches

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

• Notre bâtiment compte deux types d'escaliers :

1. escalier à deux volées avec deux paliers.
2. escalier à trois volées avec deux paliers.

3-Etude d'un escalier à deux volées(type I):

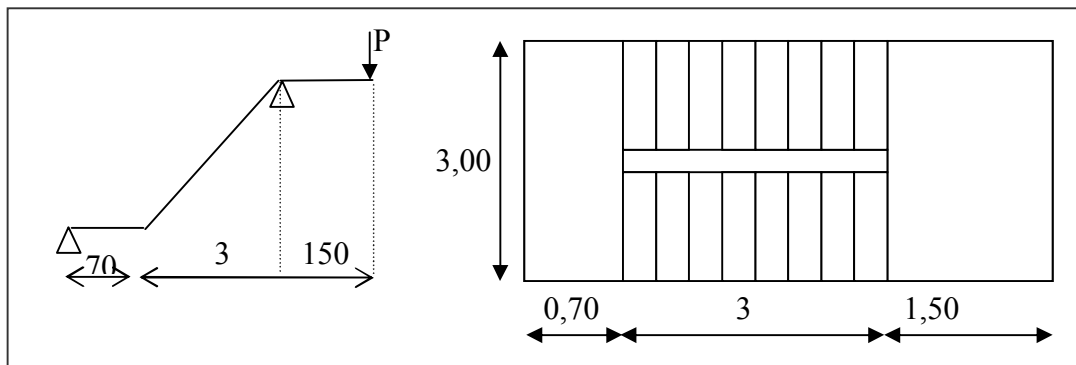


Schéma statique

3-1-Dimensionnement des marches et contre marches :

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

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

Et puis : $m n^2 - (m+L + 2H) n + 2H = 0 \dots (2)$

Avec : $m=04\text{cm}$ et $H=400/2=200\text{cm}$ et $L=300\text{cm}$

Donc l'équation (2) devient : $60n^2 - 760n + 400 = 0$

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

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

Puis: $h = \frac{H}{n} = \frac{200}{12} = 16,66 \text{ cm}$; donc on prend : $h = 17 \text{ cm}$

$g + 2h = 64$ donc : $g = 30\text{cm}$

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

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

L'inégalité vérifiée, on a 9 marches avec $g=30\text{cm}$ et $h=17\text{cm}$.

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

3.2-Epaisseur de la paillasse (ep):

$$\frac{1}{30} \leq e_v \leq \frac{1}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30\cos\alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20\cos\alpha}$$

$$\Leftrightarrow \frac{310}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{310}{20 \times 0,87} \Leftrightarrow 11,49\text{cm} \leq e_v \leq 17,24\text{cm} , \text{ on prend: } e_v = 14 \text{ cm}$$

3.3-Epaisseur de palier (ep):

$$ep = \frac{e_v}{\cos\alpha} = \frac{14}{0,87} = 16,09\text{cm}$$

On prend : $ep=17\text{cm}$.

3.4-Evaluation des charges et des surcharges :

a) paillasse:

1. Carrelage	(e=2cm)	0,02	2200	=44kg/m ²
2. Mortier	(e=2cm)	0,02	2000	=40kg/m ²
3. Litdesable	(e=2cm)	0,02	1800	=36kg/m ²
4. Poids propre delamarche	(e=17cm)	0,5	0,17 2200	=187kg/m ²
5. Poids propre de la paillasse	(e=14cm)	2500	0,14/Cos29,54	=402kg/m ²
6. Enduitplâtre	(e=2cm)	0,02	1000	=20kg/m ²
				Total=729kg/m ²

$$G=729\text{kg/m}^2$$

$$Q=250\text{kg/m}^2$$

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

-Surcharge : $Q=2,5\text{KN/m}^2$

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

$$q_{ser} = (G + Q) \cdot 1\text{m} = 9,79\text{KN/ml}$$

a) Palier:

1. Carrelage	(e=2cm)	0,02	2200	=44 kg/m ²
2. Mortierdepose	(e=2cm)	0,02	2000	=40kg/m ²
3. Lit desable	(e = 2 cm)	0,02	1800	=36kg/m ²
4. Dalle pleine	(e =14cm)	0,14	2500	=350kg/m ²
5. Enduit plâtre	(e = 2 cm)	0,02	1000	=20kg/m ²
				Total=490kg/m ²

$$G=490\text{kg/m}^2$$

$$Q=250\text{kg/m}^2$$

-charge permanente : $G_2=4,9\text{KN/m}^2$

- surcharge d'exploitation : $Q=2,5\text{KN/m}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 10,36\text{KN/ml} \\ q_{ser} = 7,40\text{KN/ml} \end{array} \right.$$

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

Charge due au paillasse : $q_v = 13,59 \text{ KN/ml}$

La charge concentrée P :

$P = 13 \times 0,30 \times 1,50 \times 1 \text{ m} = 5,85 \text{ KN / ml}$

$P = 1,35 \times 5,85 = 7,89 \text{ KN / ml}$

charge due au palier :
 $q_p = 10,36 \text{ KN / ml}$
 la force : $P = 7,89 \text{ KN/ml}$

$\Sigma F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = 71,45 \text{ KN}$

$\Sigma M/B = 0 \Rightarrow R_a \times 3,7 - 13,59 \times \frac{(3)^2}{2} - 10,36 \times (0,70) \times (\frac{0,70}{2} + 3) + 10,36 \times \frac{(1,50)^2}{2} + 7,89 \times 1,50 = 0$

$R_A = 16,75 \text{ KN}$ et $R_B = 54,7 \text{ KN}$

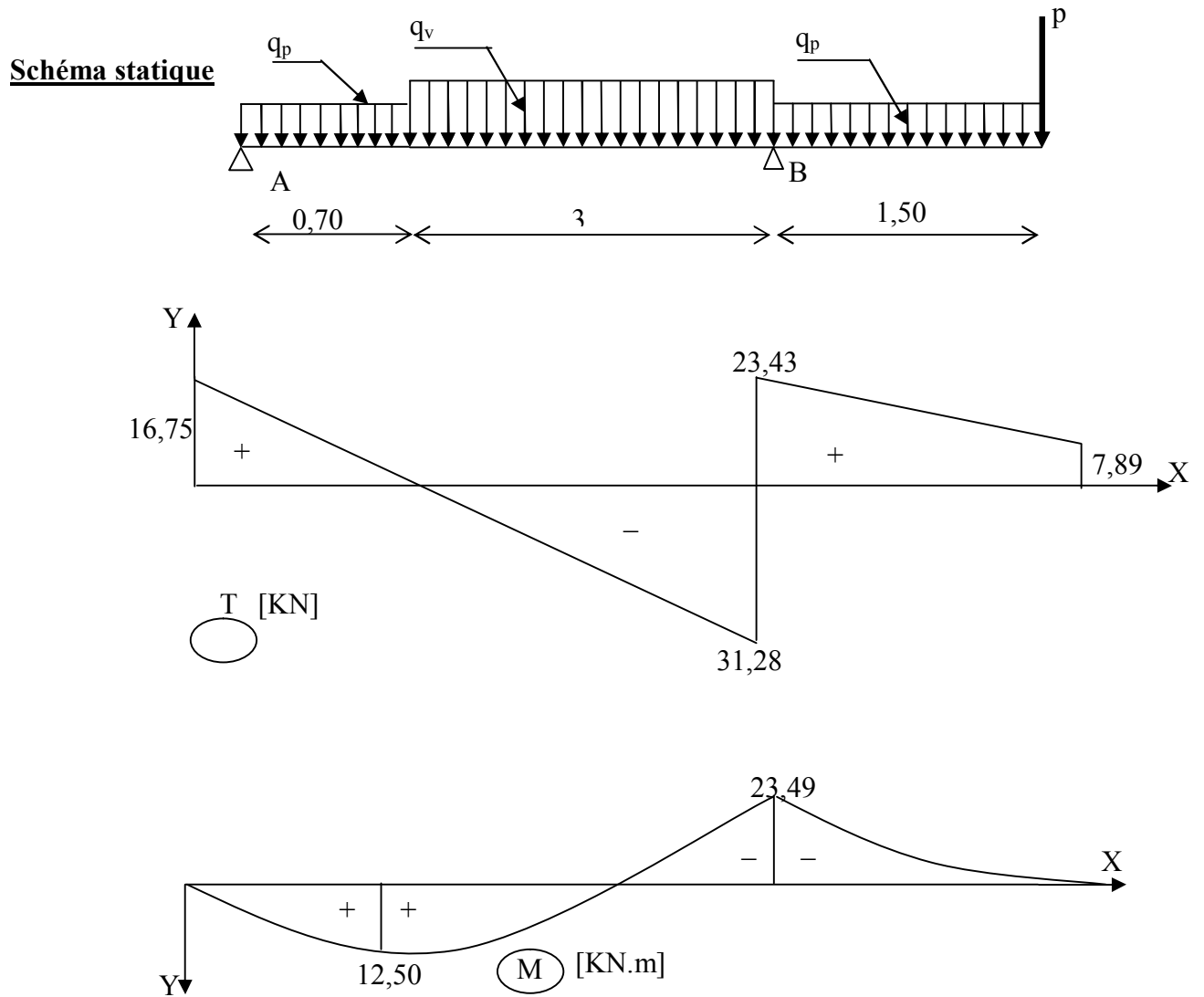


Figure IV-2 diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants

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

Charge due au paillasse $q_v = 9,79 \text{ KN/ml}$

La charge concentrée P :

$$P = 13 \times 0,30 \times 1,50 \times 1 \text{ m} = 5,85 \text{ KN / ml}$$

$$P = 5,85 \text{ KN / ml}$$

charge due au palier
 $q_p = 7,40 \text{ KN / ml}$
 la force $P = 5,85 \text{ KN}$

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 41,5 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_a \times 3,7 - 9,79 \times \frac{(3)^2}{2} - 7,40 \times (0,70) \times \left(\frac{0,70}{2} + 3\right) + 7,40 \times \frac{(1,50)^2}{2} + 5,85 \times 1,50 = 0$$

$$R_A = 11,97 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_B = 29,53 \text{ KN}$$

Schéma statique

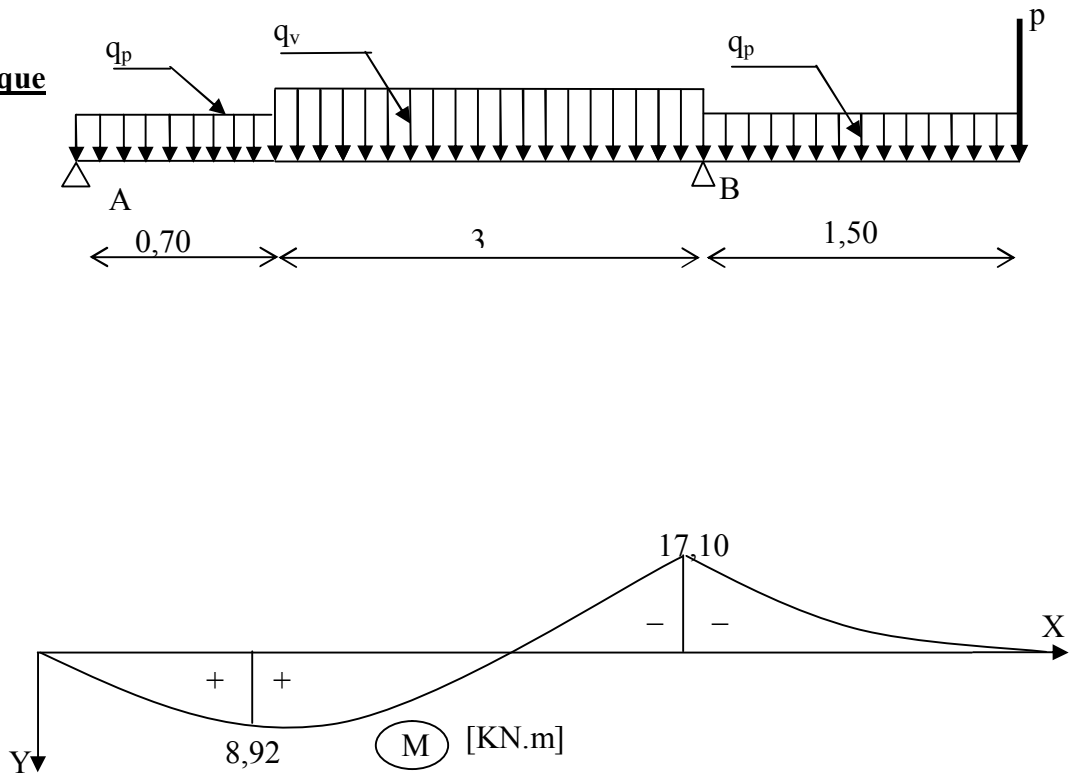


Figure IV-3 diagramme des moments fléchissants $[\text{KN.m}]$

E.L.U :

Donc: $M_{max}=23,49\text{KN.m}$

D'où : $M_T=0,85.23,49=19,97\text{KN.m}$

$Ma=0,40.23,49=9,39\text{KN.m}$

3.6-Ferrailage:

Caractéristique	$h_{travée}=14\text{cm}$ $h_{appui}=17\text{cm}$	$b=100\text{cm}$	$Fe=400$	$=348\text{Mpa}$ σ_s	$D_{travée}=0,9.h=12,6\text{cm}$ $D_{appui}=0,9.h=15,3\text{cm}$		
/	M(KN.m)	μ	β	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{ad}(\text{cm})$	$A_r=A_{ad}/4$	A_r adoptée
Travée	19,97	0,088	0,954	4,77	5T12/ml $=5,65\text{cm}^2$ St=20cm	1,41	4 ϕ 8/ml $=2,01\text{cm}^2$ St=31cm
Appuis	9,39	0,028	0,986	1,78	5T10/ml $=3,93\text{cm}^2$ St=31cm	0,98	3 ϕ 8/ml $=1,51\text{cm}^2$ St=45cm

1-Vérifications:

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	En travée $A_{min}=0,23b.d.f_{t28}/Fe=1,52\text{cm}^2$	$A=5,65\text{cm}^2$ $A>A_{min}$ Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{31,28}{100 \times 12,6} \times 10 = 0,25\text{Mpa}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5\text{Mpa}) = 3,25\text{Mpa}$	$\bar{\tau}_u > \tau_u$ Condition vérifiée
Vérification au niveau des appuis	$A \geq \frac{1,15}{Fe} (Tu + \frac{Ma}{0,9d})$ $\geq \frac{1,15}{400} (31,28 \times 10^{-3} + \frac{12,5 \cdot 10^{-3}}{0,9 \times 0,153}) = 3,5\text{cm}^2$ $A \geq 3,5\text{cm}^2$	$A=3,93\text{cm}^2$ $A=3,93>A=3,5\text{cm}^2$ Condition vérifiée

2-Vérification des contraintes à l'E.L.S:

En travée :

$M_{tser}=14,53\text{KN.m}$; $A_s=5,65\text{cm}^2/\text{ml}$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 84,75y - 1067,85 = 0 \Rightarrow y = 3,85\text{cm}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d-y)^2 = 6507,69\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{14,53 \times 10^3}{6507,69} \times 3,85 = 8,59\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,59\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sur appui:

$$M_{ser} = 6,84\text{KN.m}, \quad A_s = 3,93\text{cm}^2/\text{ml}$$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times As(d-y) = 0$$

$$50y^2 + 58,95y - 901,93 = 0 \Rightarrow y = 3,69\text{cm}$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d-y)^2 = 7962,74\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6,84 \times 10^3}{7962,74} \times 3,69 = 3,16\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,16\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

3-vérification de la flèche:(selon le B.A.E.L 91)

Condition	Vérification	
$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{30}$	0,039 > 0,033	Condition vérifiée
$A_s/b.d \geq 2/f_e$	0,005 = 0,005	Condition vérifiée

II-Etude de La poutre palière:

1-Dimensionnement:

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est:

L : la portée de la poutre L = 3,00m

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 20cm \leq h \leq 30cm \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 6,48cm \leq b \leq 8,64cm \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 35cm \\ b = 30cm \end{array} \right.$$

• **Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30cm \\ b \geq 20cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 35cm > 30cm \dots\dots \text{condition vérifiée} \\ 30cm > 20cm \dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

2-Charge supportée par la poutre:

Poids propre de la poutre: $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,62 \text{KN/m}$

La charge d'exploitation : $Q = 2,50 \text{KN/m}$

Réaction du palier sur la poutre $R_b = 71,45 \text{KN/m}$

On a : $q_u = 1,35 \times 2,62 + 1,5 \times 2,5 + 54,7 \text{KN/m} = 61,98 \text{KN/m}$

$q_{ser} = 2,62 + 2,5 + 29,53 = 34,65 \text{KN/m}$

2-1-Calcul des sollicitations (E.L.U):

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 61,98 \times \frac{(3,00)^2}{8} = 69,72 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 = 59,26 \text{KN.m}$$

$$M_a = 0,4 \cdot M_0 = 27,88 \text{KN.m}$$

3-Le Ferrailage:

caractéristique	h =35cm	b=30cm	d=0,9h=31,5cm	$\sigma_s=348 \text{Mpa}$	$F_e=400 \text{Mpa}$
/	M(KN.m)	μ	β	$A_{CAL} (\text{cm}^2)$	$A_{adopté}$
En travée	59,26	0,140	0,924	5,85	$A_s=6,15 \text{cm}^2$ soit 4T14
En appui	27,88	0,066	0,966	2,63	$A_s=3,39$ soit 3T12

4-Vérifications:

4-1-Condition de non fragilité:

$$A_{\min} \geq 0,23b.d.f_{t28} / f_e = 1,14\text{cm}^2$$

En travée: $5,54\text{cm}^2 > 1,14\text{cm}^2$

En appuis: $2,5\text{cm}^2 > 1,14\text{cm}^2$

4-2-Vérification de la contrainte de compression du béton:

$$Q_{\text{ser}} = 34,65\text{KN/m}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{Ql^2}{8} = 34,65 \times \frac{(3,00)^2}{8} = 38,98\text{KN.m}$$

$$M_{t,\text{ser}} = 0,85 \cdot 38,98 = 33,13\text{KN.m}$$

$$M_a = 0,4 \cdot 38,98 = 15,59\text{KN.m}$$

En travée:

Position de l'axe neutre: $A_s = 6,15\text{cm}^2$; $d = 31,5\text{cm}$

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d - y) = 0$$

$$y = 11,18\text{cm}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 52064,40\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{33,13 \times 10^3}{52064,40} \times 11,18 = 7,11\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,11\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sur appui:

$$A_s = 3,39\text{cm}^2 \Rightarrow y = 8,77\text{cm}$$

$$I_0 = 33017,06\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{15,59 \times 10^3}{33017,06} \times 8,77 = 4,14\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,14\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

1-Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

$$T = \frac{Q.L}{2} = 61,98 \times \frac{3,00}{2} = 92,97 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{92,97 \times 10}{30 \times 31,5} = 0,98 \text{Mpa}$$

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

$$\tau_u = 0,98 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement

4-3-Armatures transversales: At:

-Diamètre des armatures At:

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_L \right\} = \min \{10 \text{mm}, 30 \text{mm}, 14 \text{mm}\}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{mm}$

-Espace S_t:

$$S_t \leq \min\{0,9d, 40 \text{cm}\} = \min\{28,35; 40\} \text{cm}$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003)

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \min\{15 \text{cm}, 10\phi_L\} = \min\{15; 14\} \text{cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{cm}$$

$$\text{Zone courante } S_t \leq 15\phi_L = 21 \text{cm} \text{ donc on prend } S_t = 15 \text{cm}.$$

-Ancrage des armatures tendues:

$$\tau_s = 0,6.\psi^2.f_{ij} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{Mpa}$$

La longueur de scellement droit l_s:

$$l_s = \frac{\phi.f_e}{4.\tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{cm}$$

On prévut une courbe égale à : r = 5,5 ϕ = 7,7cm

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\phi}{2} + r \right) = 31,5 - (3 + 0,7 + 8) = 19,8 \text{cm}$$

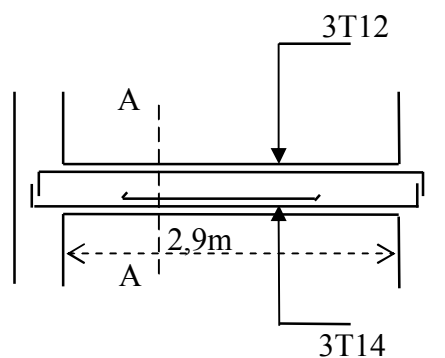
$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 2,19 \times 8 - 19,8}{1,87} = 6,45 \text{cm}$$

-Calcul de la flèche:

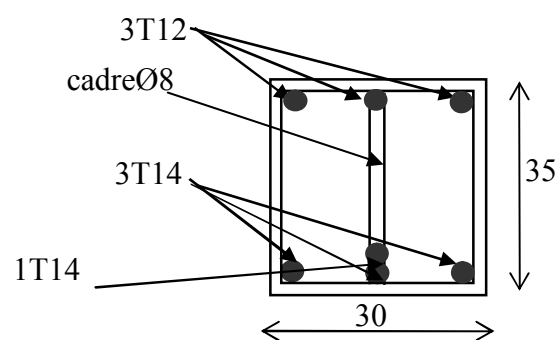
Si les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de vérifier la flèche.

Condition	vérification	
$h_t/L \geq 1/16$	$35/300=0,12 > 0,0625$	Condition vérifiée
$h_t/L \geq M_{t.ser} / 10.M_{0.SER}$	$0,12 > 33,13/10.38,98=0,084$	Condition Vérifiée
$A_s/b.d \leq 4,2/f_e$	$6,15/30.31,5=0,0065 < 0,0105$	Condition Vérifiée

Donc il est inutile de calculer la flèche.



-Poutre palière-



-Coupe A-A-

Ferrailage de la poutre palière:(30x35) cm²

