

III-1-Acrotère :

III-1-1-Introduction

L'acrotère est un élément en béton armé entourant le bâtiment conçu pour la protection de l'étanchéité et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G vertical et une charge d'exploitation horizontale due à la main courante non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion.

Donc, le calcul s'effectue pour une bande de 1 ml en flexion composée (M, N). Soit une section de :

- La hauteur $H=60$ cm
- L'épaisseur $e_p=10$ cm

1.2. Dimensions de l'acrotère :

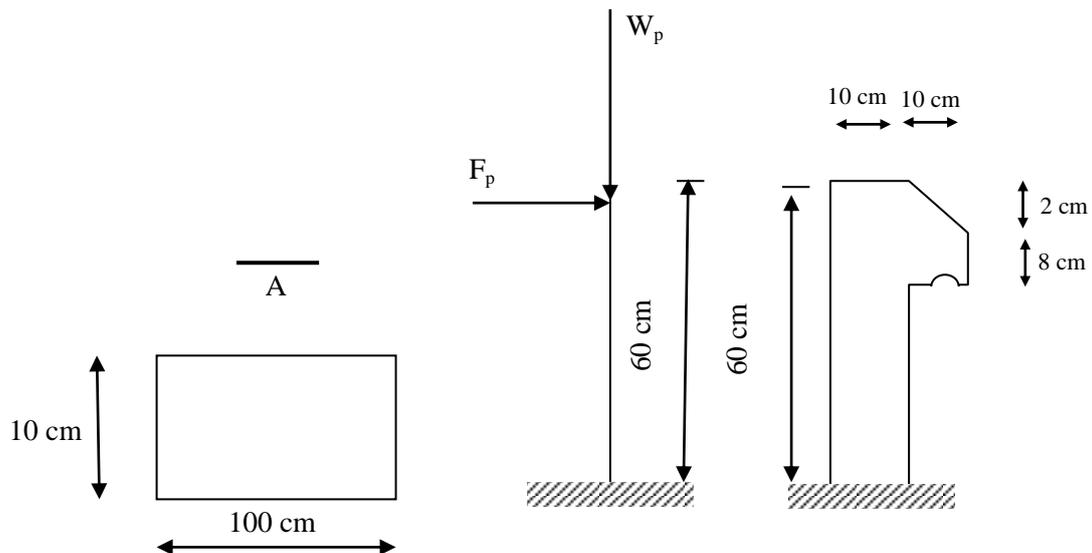


Figure III-1 : « Schéma statique de l'acrotère »

III -1-2-Calcul des sollicitations :**III 1-2-1Calcul des efforts :****1. Charges permanentes**

Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 \text{ cm}^2$$

Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$$

Revêtement en ciment (e=2cm ; $\rho=20\text{kN/m}^3$) :

$$\text{Périmètre} = 0,6 + 0,10 + 0,102 + 0,08 + 0,5 = 1,382 \text{ m}^2$$

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{\text{érimetre}} = 20 \times 0,02 \times 1,382 = 0,55 \text{ kN/ml}$$

$$\mathbf{G=2,278\text{kN/ml}}$$

2. Charge d'exploitation :

$$\mathbf{Q=1,00\text{kN/ml}}$$

III-1-2-2-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 : [RPA 99-v2003 N°:6.2.3]

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone **A = 0,12**

C_p: Facteur de force horizontale **C_p = 0,8**

W_p : Poids propre de l'acrotère **W_p = 2,278 KN**

F_p: Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,1 \times 3,55 = 0,87 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN}$$

$$\mathbf{Q = \max (0,87 : 1)}$$

$$\mathbf{Q = 1 \text{ kN/m}}$$

b) Effort normal :

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 2,278 = 3,08 \text{ KN/ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 2,278 \text{ KN/ml}$$

↳ c) **Moment de flexion :**

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

$$= 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

↳ d) **Effort tranchant :**

$$V = N_Q = 1 \text{ KN/m}$$

$$V_u = 1,5 V = 1,5 \text{ KN/m}$$

$$V_{ser} = V = 1,5 \text{ KN/m}$$

↳ E) **Excentricité :**

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{3,08} = 0,29 \text{ m}$$

e_a : l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales. [BAEL 91/99 A 4.3.5]

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; L / 250] = \max [2 \text{ cm} ; 100 / 250] = 2 \text{ cm.}$$

$$e_1 = e_G + e_a = 29 + 2 = 31 \text{ cm}$$

- **Prise en compte forfaitaire des effets du second ordre en flexion-compression à l'ELU :**

$$L_f = 2 \times L = 2 \times 0,6 = 120 \text{ cm}$$

On a :

$$\Rightarrow L_f/h = 120/10 = 12 ;$$

$$\Rightarrow \text{Max} [15 ; 20 e_1/h] = \text{Max} [15 ; 20 \times 31/10] = \text{Max} [15 ; 62] = 62 ;$$

$$\Leftrightarrow L_f/h = 12 < \text{Max} [15 ; 20 e_1/h] = 62 ;$$

Le calcul se fait en flexion composée pour les sollicitations ultimes :

e_2 : l'excentricité due aux efforts du second ordre. [BAEL 91/99 A 4.3.5]

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h}$$

ϕ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantané, ce rapport est généralement pris égal à 2, $\phi = 2$.

h : La hauteur totale de la section dans la direction de flambement, $h = 10$ cm.

α : le rapport du moment du premier ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M} \Rightarrow \alpha = 0$$

M_G : étant l'effort normal de longue durée d'application

M : effort normal de courte durée d'application

$$e_2 = \frac{3 \times (1,2)^2}{10^4 \times 0,10} \times (2) = 0,00964 \text{ cm}$$

$$e_0 = e_1 + e_2 = 0,31 + 0,00964 = 0,32 \text{ m}$$

III-1-3-Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

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

$$e_A = e_0 + \left[d - \frac{h}{2} \right] = 0,32 + \left[0,09 - \frac{0,1}{2} \right] = 0,36 \text{ m}$$

$$M_{uA} = N_u e_A = 3,08 \times 0,36 = 1,1 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{BC} = 0,8 \frac{h}{d} \left(1 - 0,4 \frac{h}{d} \right) = 0,8 \frac{10}{9} \left(1 - 0,4 \frac{10}{9} \right) = 0,4938$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1,1 \times 10^3}{1 \times 90^2 \times 14,17} = 0,0095$$

$$\mu_{bu} < \mu_{BC}$$

⇒ Donc, la section est partiellement comprimée. Alors, le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (**b X h**) = (100 x 10) cm².

III-1-4-Calcul du ferrailage (E.L.U) :

$\mu = 0,0095 < 0,392 \Rightarrow$ pivot A $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$; $A'_s = 0$.

$$\Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

III-1-4-1-Vérification de l'existence des armatures comprimée A_{sc} :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0095}) = 0,0119$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,0119 = 0,995$$

$$z = d * \beta = 0,09 \times 0,995 = 0,089 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{uA}}{\sigma_{st} \cdot z} = \frac{1,1 \times 10^3}{348 \times 0,089} = 35,51 \text{ mm}^2 = 0,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{sT}} = 35,51 - \frac{3,08 \times 10^3}{348} = 26,66 \text{ mm}^2 = 0,27 \text{ cm}^2$$

III-1-4-2-Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

↳ a) Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 2,278 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,278} = 0,2633 \text{ m} = 26,33 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = 0,23 \times \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s \min} = 0,23 \times \frac{100 \times 9 \times 2,1}{400} \times \frac{26,33 - 0,45 \times 9}{26,33 - 0,185 \times 9} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

A_{min} : éléments exposés [BAEL 91/99 B 5.3.1] :

$$A_{s \min} = 0,0025 \times bh$$

$$A_s = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max [0,35 ; 1,09 ; 2,50] = 2,50 \text{ cm}^2$$

Espacement : : éléments fléchis [BAEL 91/99 A 8.2.4.2]

$$E \leq \min\{2a ; 25\text{cm}\}$$

$$E \leq \min\{20 ; 25 \text{ cm}\}$$

$$E \leq 20\text{cm}$$

Donc, on prend $E = 20 \text{ cm}$.

On adopte : $5\Phi 8$ /ml, soit: $A_s = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 20 \text{ cm}$

↳ **b) Les armature de répartitions : [BAEL 91/99 A 8.2.4.1]**

Cas de la présence des charges concentrées :

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{2,51}{3} = 0,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement : : éléments fléchis [BAEL 91/99 A 8.2.4.2]

$$E \leq \min\{3a ; 33 \text{ cm}\}$$

$$E \leq \min\{30 ; 33 \text{ cm}\}$$

$$E \leq 30 \text{ cm}$$

On prend $E = 20 \text{ cm}$.

Dans ce cas, on adopte : $5\Phi 8$ /ml, soit : $A_s = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 20 \text{ cm}$

III-1-5-Verification a l'E.L.S:**III-1-5-1-Vérification des contraintes (E.L.S.) :**

↳ **a) Moment de service :**

$$M_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 2,278 \left(0,26 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,66 \text{ KN.m}$$

↳ **b) Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + n(A_s + A'_s)y - n(d \cdot A_s + d'A'_s) = 0$$

Avec : $A'_s = 0$ et $n = 15$, Alors :

$$\frac{b}{2}y^2 - nA_s(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 16,95y - 152,55 = 0 \Rightarrow y = 1,59 \text{ cm}$$

↪ c) **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + n[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,59^3}{3} + 15 \times 1,13(9 - 1,59)^2 = 1064,68 \text{ cm}^4$$

III-1-5-2-Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{660}{1064,68} \times 1,59 = 0,98 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0,98 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

III-1-5-3-Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

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

Avec : η coefficient de fissuration pour les aciers à HA ; $\phi \leq 6 \text{ mm}$; On prend $\eta = 1,6$

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{0,66 \times 10^3}{1064,68} (9 - 1,59) = 68,90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 68,90 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

III-1-5-4-Contrainte de cisaillement :

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

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

$$\tau_u = \frac{1,5}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,01667 \text{ MPa}$$

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

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

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

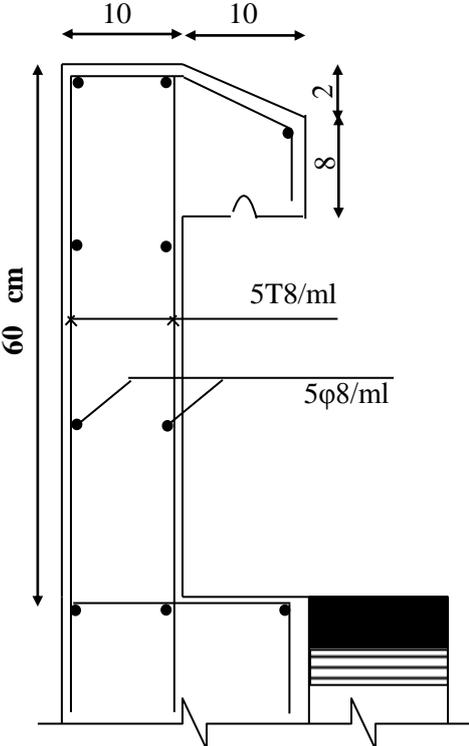


Figure III-2 : « Schéma de ferrailage de l'acrotère »

III-2 dalle pleine:

Les dalles sont des éléments rectangulaires de dimensions L_x et L_y appuyées sur 2, 3 ou 4 côtes, nous désignerons par L_x la plus petite portée et L_y la plus grande portée.

Dans l'étude des dalles, on considère généralement une bande de 1 m de largeur.

Dans ce projet on a toujours $0,4 \leq \rho = L_x/L_y \leq 1$ et la charge est uniformément répartie donc la dalle portant dans les deux sens.

III- 2.1 Panneau de rive :

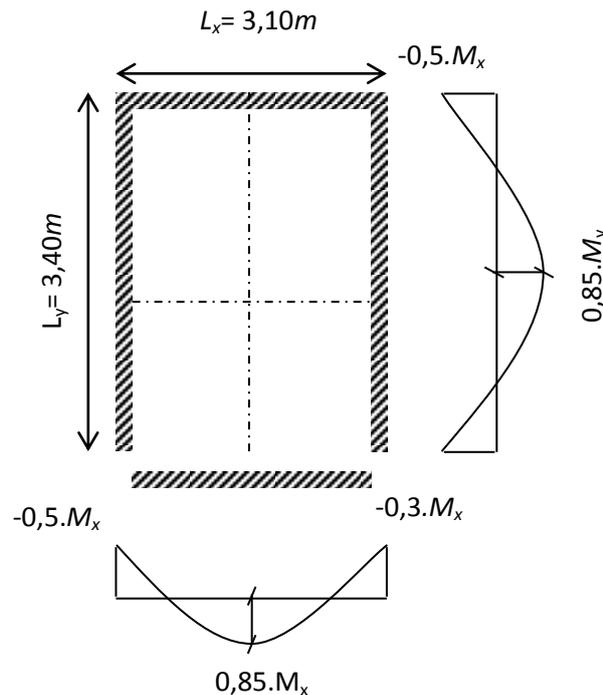


Figure III-3: Schéma statique pour le panneau le plus défavorable.

La dalle pour RDC des charges suivantes :

$$G = 6,52 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 3,5 \text{ KN/m}^2.$$

III- 2.2 -Les combinaisons d'action :

$$\mathbf{1-ELU} : q_u = (1,35.G + 1,5 .Q).1\text{m} = (1,35. 6,52 + 1,5 .3,5).1 = 14,052 \text{ KN/ml.}$$

$$\mathbf{2-ELS} : q_s = (G + Q). 1\text{m} = (6,52 + 3,5) .1 = 10,02 \text{ KN / ml.}$$

III- 2.3- Les moments au niveau d'appui et travée suivant les deux sens:

$$M_x = \mu_x .q .L_x^2 . \quad M_y = \mu_y .M_x.$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,10}{3,40} = 0,91 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

1-ELU : $v = 0 \Rightarrow \mu_x = 0,0447$; $\mu_y = 0,8036$

2-ELS : $v = 0,2 \Rightarrow \mu_x = 0,0518$; $\mu_y = 0,8646$.

a)-Calcul à ELU:

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0447 \times 14,05 \times 3,10^2 = 19,47 \text{ KN.m.}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,8036 \times 19,47 = 15,65 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_x = 0,85 \times 19,47 = 16,55 \text{ KN. m.}$$

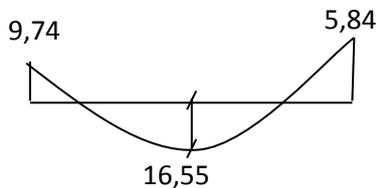
$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_{oy} = 0,85 \times 15,65 = 13,30 \text{ KN. m.}$$

$$M_{aex} = M_{aey} = 0,3 \cdot M_{ox} = 0,3 \times 19,47 = 5,84 \text{ KN. m}$$

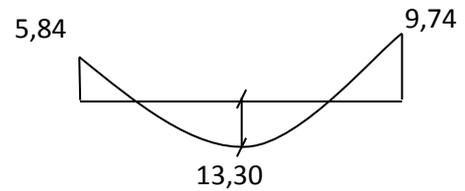
$$M_{acx} = M_{acy} = 0,5 \cdot M_{ox} = 0,5 \times 19,47 = 9,74 \text{ KN.m}$$

Diagrammes des moments :

1- Sens x- x :



2- Sens y-y :

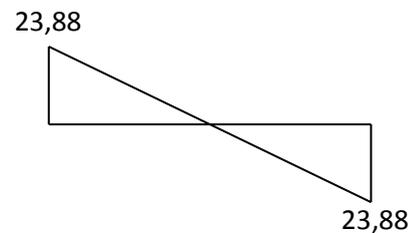


Diagrammes des efforts tranchants : $T = \frac{q \cdot L}{2}$.

1- Sens x- x



2- Sens y-y :



Calcul à ELS:

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0518 \times 10,02 \times 3,10^2 = 7,41 \text{ KN.m}$$

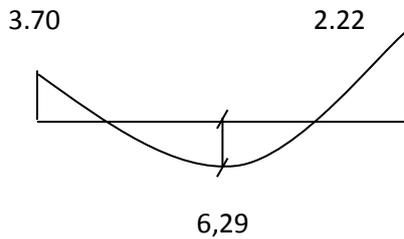
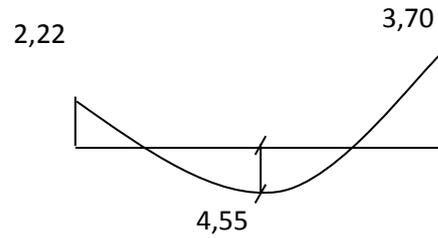
$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,8646 \times 7,41 = 5,36 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_{ox} = 0,85 \times 7,41 = 6,29 \text{ KN. m.}$$

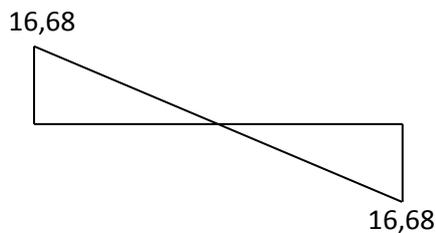
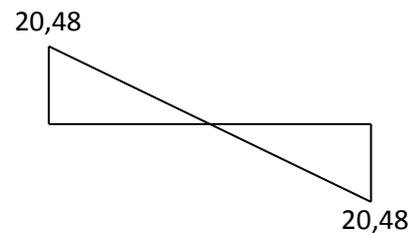
$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_{oy} = 0,85 \times 5,36 = 4,55 \text{ KN. m.}$$

$$M_{aex} = M_{aey} = 0,3 \cdot M_{ox} = 0,3 \times 7,41 = 2,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{acx} = M_{acy} = 0,5 \cdot M_{ox} = 0,5 \times 7,41 = 3,70 \text{ KN.m}$$

Digrammes des moments :**1- Sens x- x :****2- Sens y-y :****Digrammes des efforts tranchants :**

$$T = \frac{q \cdot L}{2}$$

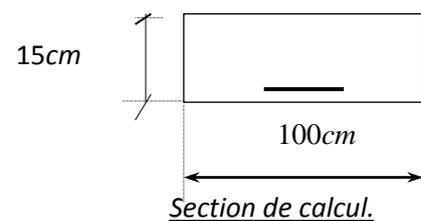
1- Sens x- x :**2- Sens y-y :****Calcul du ferrailage :****1- Sens x- x :****En travée :****1-ELU :****Choix du diamètre :**

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_{0x} = 16,55 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{16,55 \times 10^3}{100(13,5)^2 \times 14,17} = 0,0360 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,0458 \quad ; \quad \beta = 0,981$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16,55 \times 10^3}{0,981 \times 13,5 \times 348} = 2,69 \text{ cm}^2.$$



Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(2,69; 1,63) \Rightarrow A = 2,69 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T10 / ml , $A = 3;93 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 20 \text{ cm}$

ELS :

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

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

Si cette inégalité est vérifiée, donc la vérification de σ_b n'est pas nécessaire :

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} \quad \cdot \quad \gamma = \frac{16,29}{6,29} = 2,63 \quad \alpha = 0,027 < \frac{1,01 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 1,065 < 1,255 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à ELU sont maintenues.

Sens y-y :**En travée :****1-ELU :**

$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_{0y} = 13,30 \text{ kg.m}$$

$$\mu = 0,00117; \alpha = 0,0015; \beta = 0,999$$

$$A = 2,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 2,12 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T10 / ml , $A = 3;93 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 20 \text{ cm}$

ELS :

Vérification des contraintes :

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

Vérification des contraintes du béton :

$$M_{s-\max} = 4.55 \text{ KN.m.}$$

• Centre de gravité :

$$y = \frac{15.(A_s + A'_s)}{b} \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{b.(d.A_s + d'.A'_s)}{7,5.(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right].$$

Avec :

$$A_s : \text{La section des armatures tendues} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A'_s : \text{La section des armatures comprimée n'existe pas.}$$

$$y = \frac{15.3,93}{100} \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{100.18}{7,5.3,93}} - 1 \right] = 4.45 \text{ cm.}$$

• Inertie :

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15.[A_s.(d-y)^2 + A'_s.(y-d')^2] = \frac{100.4.45^3}{3} + 15.[3,93(13,5 - 4.45)^2] = 13020.40 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{4.55.10^6}{13020.4.10^4} = 0,034 \Rightarrow \sigma_b = K.y = 0,034.4,45 = 0,15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 0,15 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à ELU sont maintenues.

En appuis :

1-ELU :

Sens-x:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,4. M_{0x} = 7,79 \text{ kg. m}$$

$$\mu = 0,022; \alpha = 0,0279; \beta = 0,971$$

$$A = 2,79 \text{ cm}^2$$

Sens-y :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,4. M_{0x} = 7,79 \text{ kg. m}$$

$$\mu = 0,022; \alpha = 0,0279; \beta = 0,971$$

$$A = 2,79 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 2,79 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T10 / ml, $A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $St = 20 \text{ cm}$

-Vérifications des contraintes de cisaillement :

$$T_{\max} = 23,88 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{23,88 \times 10^3}{1000 \times 13,5} = 0,16 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min(3,33; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,16 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{ad} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

-Vérification de la flèche :

Aucune vérification de la flèche si deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20 \cdot M_x} \longrightarrow (1) \\ \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \longrightarrow (2) \end{array} \right.$$

Avec :

M_x : Moment maximal en travée à ELU par bande de 1m de largeur unité dans le sens L_x .

M_t : Moment en travée à ELS par bande de largeur unité dans le sens L_x compte tenu des effets d'encastrement ou de continuité.

A_s : La section des armatures tendues. = $6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

$f_e = 400 \text{ MPa}$; $L_x = 3,10 \text{ m}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$.

$M_x = 16,55 \text{ KN.m}$; $M_t = 6,29 \text{ KN.m}$.

$$(1) \Rightarrow \left\{ \frac{0,20}{3,1} \geq \frac{6,29}{20 \cdot 16,55} \Leftrightarrow 0,044 \geq 0,04 \rightarrow \text{condition vérifiée.} \right.$$

$$(2) \Rightarrow \left\{ \frac{3,93}{100 \cdot 13,5} \leq \frac{2}{400} \Leftrightarrow 0,004 \leq 0,005 \rightarrow \text{condition vérifiée.} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées \Rightarrow aucune vérification de la flèche.

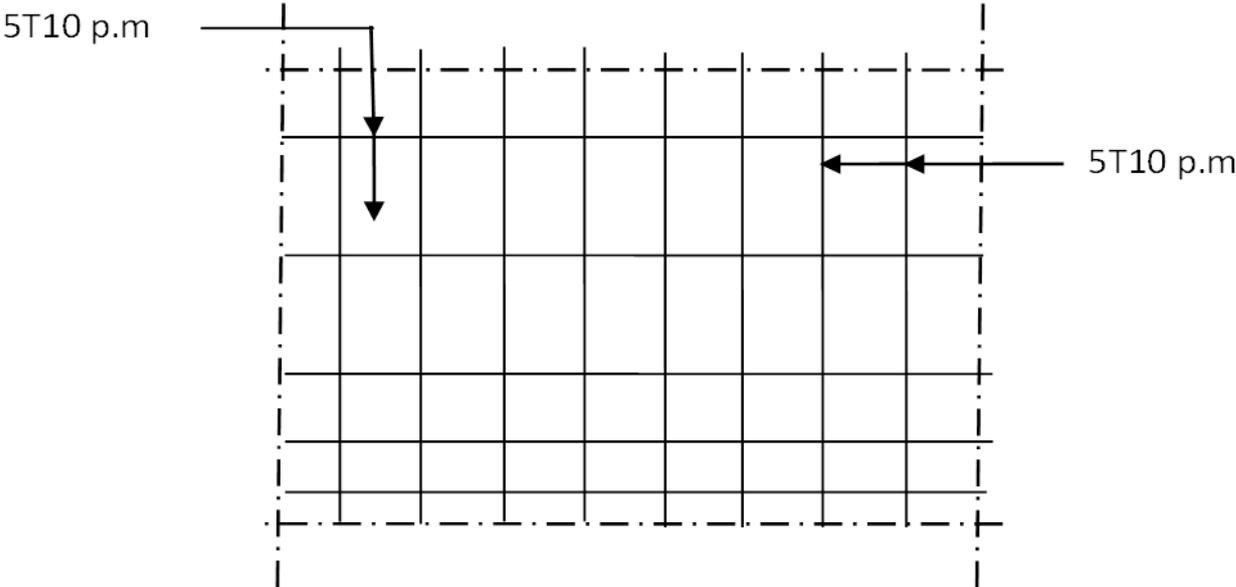


Schéma de ferrailages de la dalle pleine

III- 3.ÉTUDE DES ESCALIERS

III- 3.1. INTRODUCTION :

L'escalier est considéré comme un élément essentiel qui permet la circulation entre différents niveaux d'une structure.

III- 3.2. PREDIMENSIONNEMENT :

L'étude d'un escalier nécessite le respect de certains facteurs :

- L'esthétique.
- Facilité à gravir sans qui implique la conservation de la cadence d'un pas, cette conservation est obtenue par l'application d'une relation entre la hauteur de la marche et le giron, c'est la relation de BLONDEL :

$$0,60 \text{ m} < g+2h < 0,64 \text{ m}$$

Avec h : hauteur de la marche.

g : giron « distance entre les deux contres marches ».

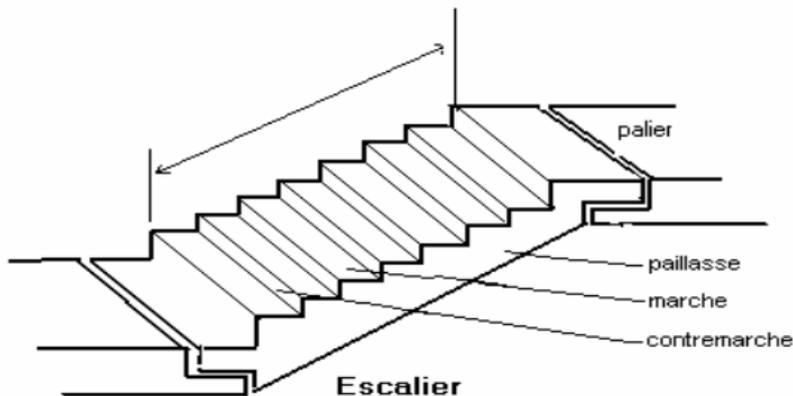


Figure 4.6 : Différentes éléments d'un escalier.

La limite inférieure **0,60** correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure **0,64** correspond à des locaux publics.

- h le plus courant varie de **13** à **17**.
- g le plus courant varie de **26** à **36** (**30** en moyenne).

Soit **H** la hauteur à monter (hauteur libre sous plafonds + épaisseur de plancher fini).

h : Hauteur de la marche : **h = 17** cm.

H : hauteur sous-sol +R.D.C : **H = 340** cm.

Nombre de contremarches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{340}{17} \Rightarrow \mathbf{n = 10}.$$

h : Hauteur de la marche : **h = 17** cm.

H : hauteur d'étage : **H = 306** cm.

Nombre de contremarches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} \Rightarrow \mathbf{n = 18}.$$

La largeur **g** de la marche :

$$60 \leq g+2h \leq 64 \Rightarrow 60 - 34 \leq g \leq 64 - 34 \\ \Rightarrow \mathbf{26 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}}$$

On adopte :

- **g = 30** cm : largeur de la marche.
- **h = 17** cm : hauteur de la marche.

Longueur de la ligne de foulée : Elle représente le parcours d'une descente d'escaliers avoisinant la rompe du côté de jour. La longueur de la ligne de foulée sera :

L=g*(n-1) avec n : le nombre de contre marche par volée.

- Dans cette étude on ne prend qu'un exemple (**type I**).

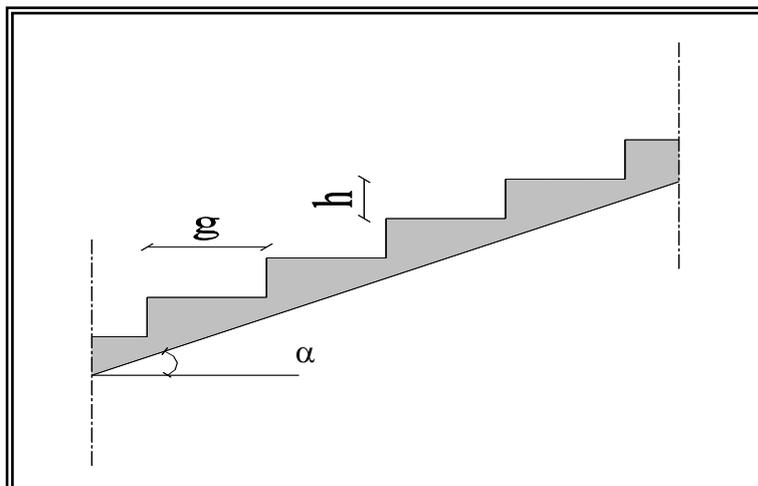


Figure III-6 : schéma statique d'escalier

4.2.2.1. Inclinaison de la paillasse :

- **(Etage courant)** $\text{tg } \alpha = H/L = 1,53/2,40 = 0,637 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$
- **(RDC+ SOUS-SOUL)** $\text{tg } \alpha = H/L = 1,70/2,40 = 0,708 \Rightarrow \alpha = 35,31^\circ$

4.2.2.2. Epaisseur de la paillasse

$$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_{\text{paillasse}} \quad \text{Avec : } L=340\text{cm et } \alpha = 35,31^\circ$$

$$\Rightarrow \frac{340}{30 \times \cos(35,31)} \leq e_{\text{paillasse}} \quad \Rightarrow 13,88\text{cm} \leq e_{\text{paillasse}}$$

Soit : $e_{\text{paillasse}} = 15\text{cm}$

4.2.2.3. Epaisseur du palier :

$$\frac{L}{20} \leq e \leq \frac{L}{15} \quad \Rightarrow \quad \frac{140}{20} \leq e \leq \frac{140}{15}$$

$e_{\text{palier}} = 12\text{cm}$

III.2.2.1. Evaluation des charges et des surcharges :

a) Volées :

a) volées			
Désignation			Descente des charges
	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids volumique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	0,22	0,44
Mortier de pose	2	0,2	0,4
Lit de sable fin	2	0,18	0,36
revêtement en carrelage vertical (epx0, 20xh/g)	2		0,23
mortier de ciment vertical (epx0, 2xh/g)	2		0,23
poids propre de la paillasse (evx0, 25/cos a)	2		4,02
poids propre des marches (0,22xh/2)	0,22		1,87
Enduit en plâtre	2	0,1/0,87	0,23
Total			
			G= 7,87
			Q= 2,5

Tableau III.1 : Descente des charges de la volée.

-Charge permanente : $G_1=7,87 \text{ kN/m}^2$

-Surcharge : $Q_1 = 2,5 \text{ kN/m}^2$

$$q_{U1} = (1,35G+1,5Q).1 \text{ m}=14,37 \text{ kN/ml}$$

$$q_{ser1} = (G+Q).1 \text{ m}=10,37 \text{ kN/ml}$$

b) Palier :

Tableau III.2 : Descente des charges du palier.

b) palier			
Désignation			Descente des charges
	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m³)	Poids volumique (KN/m²)
Revêtement en carrelage	2	0,2	0,4
Mortier de ciment horizontal	2	0,2	0,4
Lit de sable fin	2	0,18	0,36
Poid propre du palier			4,25
Enduit en plâtre	2	0,1	0,2
Total			
			G₂=
			5,61
			Q₂=
			2,5

- Charge permanente : $G_2 = 5,61 \text{ kN/m}^2$

- Surcharge d'exploitation : $Q_2 = 2,5 \text{ kN/m}^2$

$$q_{U2} = (1,35G+1,5Q).1 \text{ m} = 11,32 \text{ kN/ml}$$

$$q_{ser2} = (G+Q).1 \text{ m} = 7,85 \text{ kN/ml}$$

III.2.2.2. Calcul du moment maximal en travée et efforts tranchants à l'E.L.U :

a) Détermination des réactions :

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A+R_B = (11,32.1,85) + (14,37.2,40) = 51,46 \text{ kN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow -R_b \times 3,9 = 14,37.2,40.1,20 + 11,32.1,5.3,15$$

$$R_A = 29,14 \text{ kN} \quad \text{et} \quad R_B = 24,32 \text{ k}$$

b) Détermination du moment fléchissant et effort tranchant :

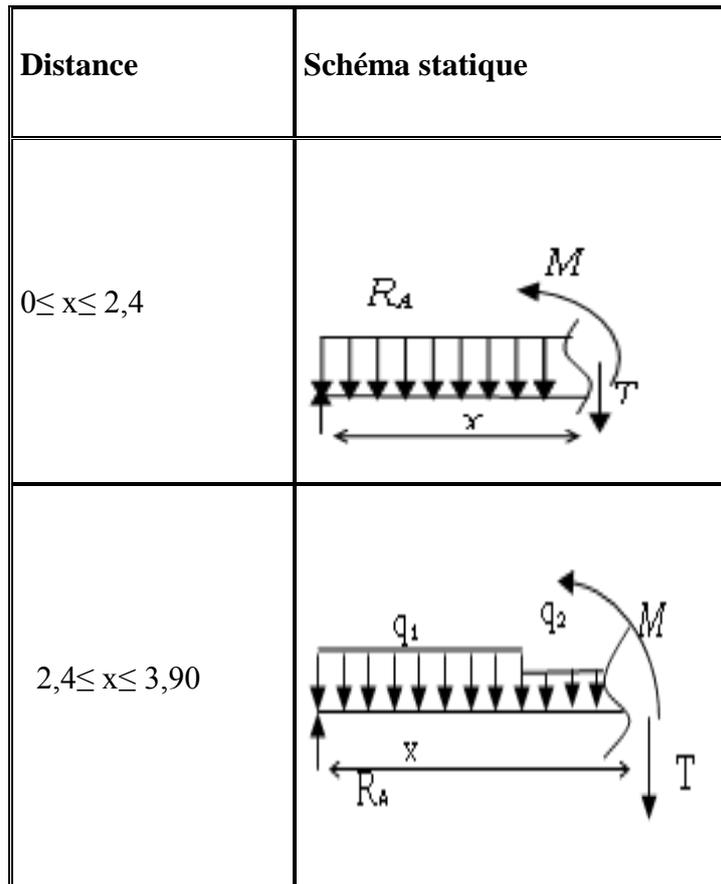


Figure III.7 : Schéma statique d'une volée Et palier.

b.1) Cas1 ($0 \leq x \leq 2,4$) :

Effort tranchant :

$$T(x) = R_A - q_2 \cdot x = -T - 14.37x$$

$$T(x) = -14.37x + 27.14$$

$$X=0 \Rightarrow T(x) = 27.14 \text{ KN}$$

$$X=(2,4) \Rightarrow T(x) = -7.348 \text{ KN}$$

Moment fléchissant :

$$M = R_A x - q_2 \cdot x^2 / 2$$

$$M = 27.14x - (14.37x^2 / 2)$$

$$X=0 \Rightarrow M(x) = 0$$

$$X=(2,4) \Rightarrow M(x) = 23.75$$

b.2) Cas2 ($2,4 \leq x \leq 3,90$) :

Effort tranchant :

$$T(x) = R_A - 2.4q_2 - q_1(x - 2.4)$$

$$T(x) = 27.14 - (2.4 \cdot 14.37) - 11.32(x - 2.4)$$

$$X=(2,4) \Rightarrow T(x) = -7.34 \text{ KN}$$

$$X=(3.9) \Rightarrow T(x) = -24.32 \text{ KN}$$

Moment fléchissant :

$$M = R_A \cdot x - q_1 \cdot 2.4 \left(x - \frac{2.4}{2} \right) - q_2 \frac{(x - 2.4)^2}{2}$$

$$M = -5.66x^2 + 19.82x + 8.79$$

$$X=(2.4) \Rightarrow M(x) = 23.75 \text{ KN.m}$$

$$X=(3.9) \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m}$$

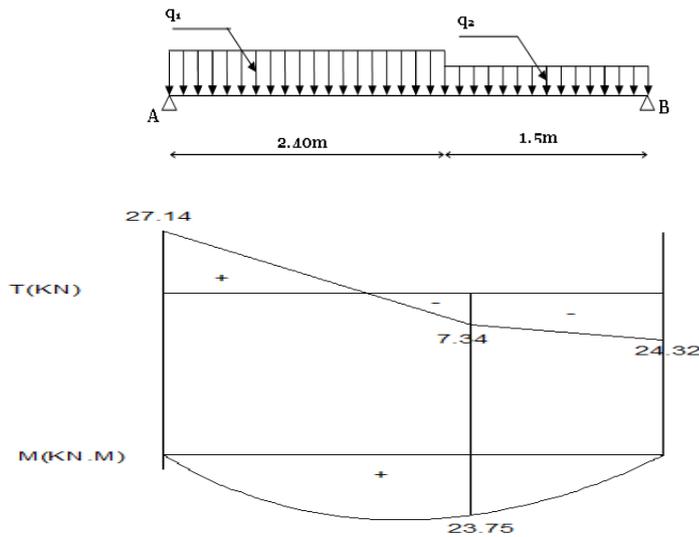


Figure III.8: Diagramme des Moment fléchissant et efforts tranchants de l'escalier.

Calcul du moment maximal en travée à l'E.L.U :

Donc : $M_{max} = 25,49 \text{ kN.m}$

D'où : $M_t = 0,85.25,49 = 21,66 \text{ kN.m}$

$M_a = 0,40.25,49 = 10,20 \text{ kN.m}$

III.2.2.3. Ferraillage de l'escalier :

Tableau III.3 : Ferraillage de l'escalier

Caractéristiques	$h_{travées} = 15 \text{ cm}$	$b = 100 \text{ cm}$	$f_e = 400 \text{ Mpa}$	$f_{ctd} = 348 \text{ MPa}$	$D_{travée} = 0,9.h = 13,5 \text{ cm}$		
	$h_{appui} = 12 \text{ cm}$				$D_{appui} = 0,9.h = 10,8 \text{ cm}$		
/	M (kN.m)			A_{cal} (cm ²)	A adop(cm)	$A_r = A_{adm}/4$	A_r adop(cm)
Travées	21,66	0,131	0,929	6,2	6T12=6,79 st=20cm	1,7	4f8/ml =2,01 cm ² St=25 cm
Appuis	10,2	0,045	0,976	2,38	4T10=3,14cm ² st=25cm	0,785	4f8/ml =2,01 cm ² St=25 cm

III.2.4. Les vérifications :

Conditions	Vérification	
a. Condition de non fragilité	En travée $A_{\min}=0,23b.d.f_{t28}/F_e=1,30 \text{ cm}^2$	$A=6,79 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ Condition vérifiée
b. justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{27,14}{100 \times 10,8} \times 10 = 0,21 \text{ MPa}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$	$\tau_u > \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée
c. vérification au niveau des appuis	$A \geq \frac{1,15}{F_e} (Tu + \frac{Ma}{0,9d})$ $A \geq \frac{1,15}{400} (27,14 \times 10^{-3} + \frac{10.20.10^{-3}}{0,9 \times 0,108}) = 2,59 \text{ cm}^2$ $A \geq 2,53 \text{ cm}^2$	$A=3,14 \text{ cm}^2$ $A=3,14 > A=2,59 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

III.2.5. Vérification des contraintes à l'E.L.S:

$$M_{\text{ser}} = 15,50 \text{ kN.m} ; A_s = 4,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- En travée :

- Position de l'axe neutre :

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

$$50y^2 + 64.95y - 701.46 = 0 \Rightarrow y = 3,15 \text{ cm}$$

- Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 = 4842.89 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{18,24 \times 10^3}{4842.89} \times 3.15 = 11.86 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 11.86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Sur appui :

$$M_{\text{aser}} = 7,30 \text{ kN.m}, A_s = 1.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- I. Position de l'axe neutre :

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

$$50y^2 + 25.35y - 319,41 = 0 \Rightarrow y = 2,28 \text{ cm}$$

- II. Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 = 3094,91 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{7,30 \times 10^3}{3094,91} \times 2,28 = 5,37 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5,37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.2.5.2 Vérification de La flèche : (selon le B.A.E.L 91)

Condition	Vérification	
$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30}$	0,093 > 0,033	Condition vérifiée
$A_s/b.d \geq 2/f_c$	0,0034 > 0,005	Condition vérifiée

II-Etude de La poutre palière :

La poutre palière est considérée comme semi encastree sur les deux extrémités (poteaux).

1-Dimensionnement :

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{540}{16} \leq h \leq \frac{540}{10} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} \\ 0,3h \leq b \leq 0,6h \Rightarrow 0,3.27 \leq b \leq 0,4.27 \Rightarrow b = 35 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 35 \geq 20 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ 45 > 30 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{45}{35} = 1,28 < 4 \dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

-Charge supportée par la poutre :

Poids propre de la poutre : $G_p = 0,35 \times 0,45 \times 25 = 3,94 \text{ kN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre : $G_m = 9 \times 0,15 \times 1,7 = 2,30 \text{ kN/m}$

La charge d'exploitation : $Q = 0,88 \text{ kN/m}$

Réaction du palier sur la poutre : $R_b = 24,32 \text{ kN/m}$

On a : $q_u = 1,35(2,30+3,94) + 1,5(0,88) + 24,32 \text{ kN/m} = 34,06 \text{ kN/m}$

-Calcul des sollicitations :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 124,14 \text{ kN.m.}$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 = 105,52 \text{ kN.m.}$$

$$M_a = 0,4 \cdot M_0 = 49,66 \text{ kN.m.}$$

Le Ferrailage :

Tableau III.4 : Ferrailage de la poutre palière

caractéristique	h =45cm	b =35cm	d = 0,9h=40,5cm	$\sigma_s =348\text{Mpa}$	Fe=400Mpa
/	M(KN.m)	μ	β	$A_{CAL} (\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$
En travée	105,52	0,130	0,930	4,45	6,79 soit 6T12
En appui	49,66	0,061	0,968	2,02	3,39 soit 3T12

4-Vérifications :**4-1-Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} > 0,23b.d.f_{28} / f_e = 1,14\text{cm}^2$$

$$\text{En travée : } 6,79 > 1,14\text{cm}^2$$

$$\text{En appuis : } 3,39 > 1,14\text{cm}^2$$

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

$$Q_{\text{ser}} = G = 26.95\text{KN/m.}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{Ql^2}{8} = 46,11 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t,\text{ser}} = 0,85.46,11 = 39.19 \text{ KN.m.}$$

$$M_a = 0,4.46,11 = 18,44 \text{ KN.m.}$$

En travée :

$$\text{Position de l'axe neutre : } A_s = 4.45 ; d = 40,5\text{cm}$$

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

$$15y^2 + 56.1y - 1767,15 = 0 \Rightarrow y = 9.14\text{cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 35683,81\text{cm}^4$$

$$\text{Détermination du moment d'inertie : } \sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{46.11 \times 10^3}{35683.81} \times 9,14 = 11.81\text{Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 11,81\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

Sur appui :

$$A_s = 3,39\text{cm}^2 \Rightarrow y = 8.79\text{cm}$$

$$I = 26904,73\text{cm}^4$$

1-Contrainte de cisaillement :

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

$$T = \frac{Q \cdot L}{2} = 26.95 \cdot 3.7 / 2 = 49.85 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{49.85 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.27} = 0.52 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.13 f_{c28}, 5 \text{Mpa}\} = 3.25 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0.52 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas risque de cisaillement

4-3-Armatures transversales : At :**-Diamètre des armatures At :**

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varnothing_L \right\} = \min \{1, 3, 10\}$$

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

-Espacement S_t :

$$S_t \leq \min \{0.9d, 40 \text{cm}\} = \min \{28, 35.40\} \text{cm}$$

D'après le RPA 99 (version 2003)

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \{15 \text{cm}, 10 \varnothing_L\}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15 \varnothing_L .$$

-Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{MPa} \right\} = \max \{0.26; 0.4\} = 0.4 \text{MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.4 \times 30}{235} = 0.05 \text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

-Section des armatures transversales :

$$\frac{A_T \times f_e}{b \cdot S_t \cdot \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0.3 K \cdot f_{ij}^*}{0.9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0.52 - 0.3 \cdot 1.2 \cdot 1) \cdot 30 \cdot 1.15}{0.9 \cdot 1.235} = 0.017 \text{cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{On prend le max de (1) et (2) : } \left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0.05 \cdot S_t \\ \text{on prend : } S_t = 15 \text{cm} \\ A_t \geq 0.75 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Donc on prend $A_t = 1.13 \text{cm}^2$ soit $4 \phi 6$

-Ancrage des armatures tendues :

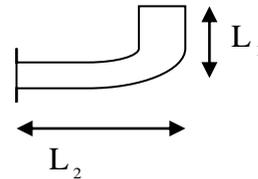
$$\tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{ij} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{Mpa}$$

La longueur de scellement droit l_s : $l_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{cm}$

On prévoit une courbe égale à : $r=5,5 \varnothing=6,6 \text{cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\varnothing}{2} + r \right) = 31,5 - (3 + 0,6 + 6,6) = 21,3 \text{cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{42,33 - 2,19 \times 6,6 - 21,3}{1,87} = 3,51 \text{cm}$$



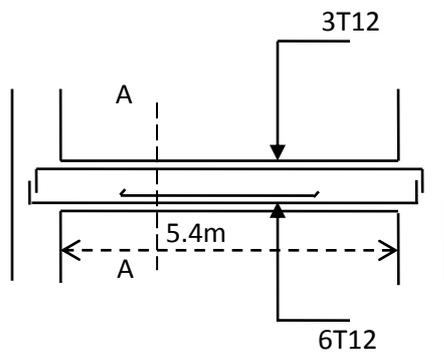
-Calcul de la flèche :

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

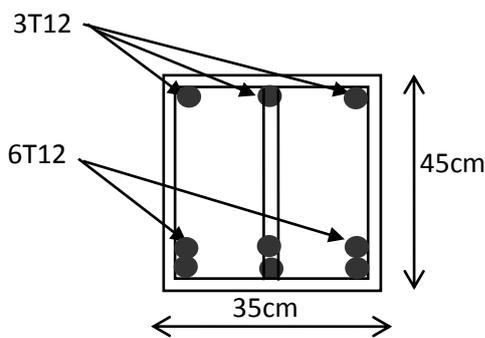
Condition	Vérification	
$h_t/L \geq 1/16$	$35/370=0,094 > 0,0625$	Condition vérifiée
$h_t/L \geq M_{t.ser} / 10.M_{0.SER}$	$0,094 > 36,71/10.43,19=0,084$	Condition Vérifiée
$A/b.d \leq 4,2f_e$	$3,74/35.31,5=0,003 < 0,0105$	Condition Vérifiée

Donc il est inutile de calculer la flèche.

Ferraillage de la poutre palière: (35x45) cm²



-Poutre palière-



-Coupe A-A-

Figure III.9 : ferraillage de la poutre palière

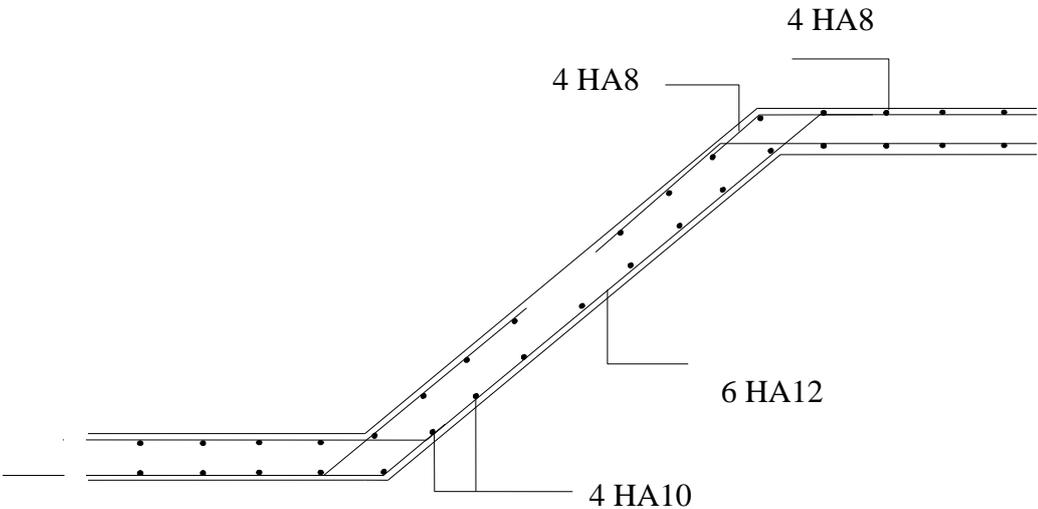


Figure III -10 : « Schéma de ferrailage de l'escalier »

III.4-Ascenseur:

III.4-1-Introduction:

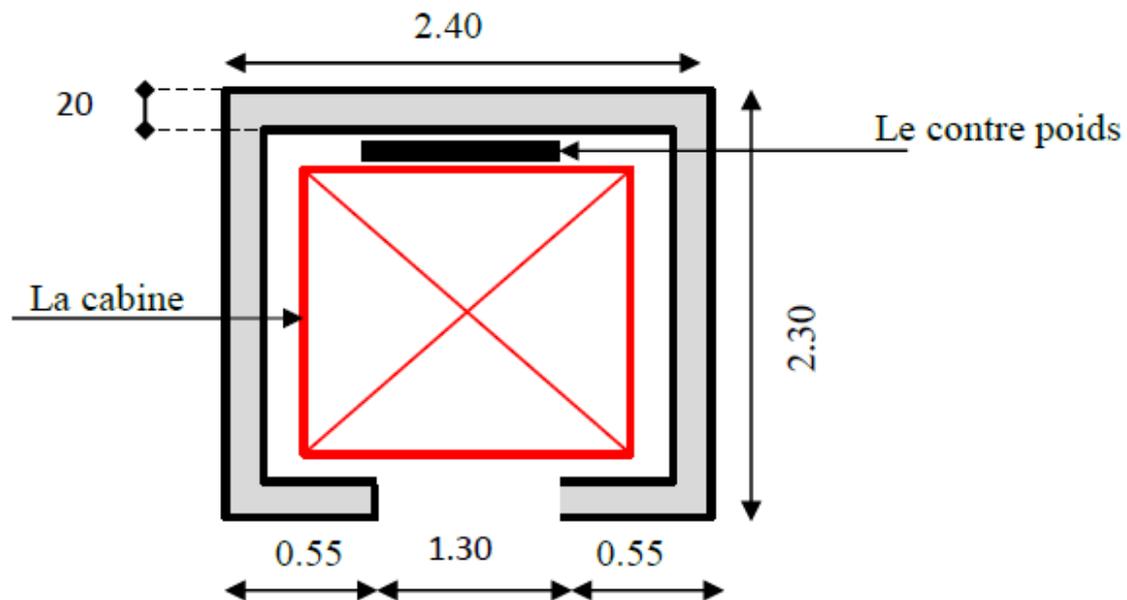
Un ascenseur est un appareil mécanique conçu pour le but d'assurer une circulation verticale plus aisée que l'utilisation des escaliers, il est exigé pour les bâtis ayant une hauteur au-delà de cinq étages.

Son implantation est généralement faite coté-a-coté avec les escaliers en une seule entité ce qui rend le dégagement vers les différents niveaux plus praticable.

L'ascenseur est constitué de deux entités distinctes ; la première sert à une cabine métallique qui se déplace suivant des glissières verticales sur le long de l'immeuble ; dans laquelle les personnes et les charges sont déplacées, la deuxième entité est un contrepoids ayant le rôle de compenser le poids de la cabine et cela pour qu'un système mécanique (électrique ou vérin hydraulique) ne fournira que l'effort nécessaire pour lever les surcharges.

III.4-2-Etude de l'ascenseur:

On a adopté pour l'utilisation d'un ascenseur de taille moyenne de dimensions suivantes:



- Une largeur de : 1,4 m
- Une longueur de : 1,4 m
- Une hauteur de cabine de : 2,2 m
- Une largeur libre de passage de : 0,8m
- Une hauteur libre de passage de : 2,00m
- Une hauteur de course de : 30,60 m
- Une surface latérale $S = (2 \times 1,4 + 1,4) \times 2,2 = 9,24 \text{ m}^2$
- Epaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $h_0 = 15 \text{ cm}$

Ayant ainsi les caractéristiques suivantes :

- Cabine et contre poids aux extrémités d'un câble en acier porté dans les gorges d'une poulie lié à un levier électrique.
- P_m « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : surcharges dans la cabine
- P_p : Le poids de contrepoids tel que $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$
- Une charge nominale de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m². D'après la norme (NFP82-201), dimensionnés selon le (NFP82-22).

Le poids mort :

Poids de la cabine $s = (2 \times 1,40 + 1,4) \times 2,20 = 9,24 \text{ m}^2$	$M_1 = 11,5 \times 9,24 \times 1,4 = 148,76 \text{ kg}$
Poids de plancher $s = 2,20 \times 2,2 = 4,84 \text{ m}^2$	$M_2 = 110 \times 4,84 = 532,4 \text{ kg}$
Poids de toit	$M_3 = 20 \times 4,84 = 96,8 \text{ kg}$
Poids de l'arcade	$M_4 = 60 + (80 \times 1,4) = 172 \text{ kg}$
Poids de parachute	$M_5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires	$M_6 = 80 \text{ kg}$
Poids de poulies de mouflage	$M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine	$M_8 = 80 + (1,6 \times 25) = 120 \text{ kg}$

Le poids mort total est : $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1249,96 \text{ kg}$

Le contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1249,96 + \frac{675}{2} = 1587,46 \text{ kg}$

Calcul de la charge de rupture :

Selon le (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10. On prend Pour notre cas $C_s=12$. à titre créance.

Le rapport $\frac{D}{d}$; (D : diamètre de poulie et d : diamètre du câble) est au moins de 40

qu'elle que soit le nombre des tirons, Prenons $\frac{D}{d} = 45$ et $D = 500\text{mm} \Rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$

$$\text{On a alors : } C_r = C_s \cdot M \quad (1)$$

Avec :

C_s : coefficient de sécurité du câble.

C_r : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : charge statique nominale portée par la nappe.

$$M = Q + P_m + M_g \quad (2)$$

Dont : M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ ($M_g \ll Q + P_m$) $\Rightarrow M = Q + P$

On aura donc : $C_r = C_s \times M = C_s (Q + P) = 12(675 + 1249,96) = 23099.52 \text{ kg}$

Celle-ci est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage « 0,85 » :

$$\Rightarrow Cr = \frac{23099,52}{0,85} = 27175.90 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est donc : $Cr = Cr(1 \text{ câble}) \times m \times n$

Avec :

m : type de mouflage (2brins, 3brins,.....)

n : nombre des câble

Pour un câble de $d=12,22\text{mm}$ et $m = 2$ on a : $Cr(1 \text{ câble}) = 8152\text{kg}$

$$n = \frac{Cr}{Cr(1 \text{ cable}) \times m} = \frac{27175,90}{8152 \times 2} = 1.67, \text{ Soit } n=2 \text{ câbles.}$$

Vu qu'on est sensé de compenser les efforts de tension des câbles ; Le nombre de câble doit être un nombre pair.

Le poids des câbles (Mg):

$$Mg = m \times n \times l$$

m : la masse linéaire du câble : $m = 0,515 \text{ kg}$

L : longueur du câble $L = 30,60 \text{ m}$

n : nombre des câbles $n = 2$

$$Mg = m \times n \times l = 0,515 \times 2 \times 30,60 = 31,52 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow M = Q + P_m + M_g = 675 + 1249,96 + 31,52 = 1956,48 \text{ kg}$$

Vérifications de Cr :

$$Cr = C_s \times M \Rightarrow C_s = \frac{Cr}{M} \Rightarrow \frac{27175,90}{1956,48} = 13,89 > 12 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Calcul de la charge permanente total G :

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g$$

Le poids de (treuil + le moteur) : $P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$

La charge permanente totale : $G = 1249,96 + 1587,46 + 1200 + 31,52 = 4068,94 \text{ kg}$

Les surcharges : $Q = 675 \text{ kg}$.

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6505,56 \text{ kg.}$$

Vérification de dalle au poinçonnement :

Cette vérification est incontournable car l'appui du moteur (supposé appuyé sur 04 points) applique une force concentrée sur la dalle de l'ascenseur ce qui engendre un risque de poinçonnement.

La charge totale ultime : $q_u = 6505,56 \text{ kg}$

Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de cette charge q_u

Soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui, alors :

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6505,56}{4} = 1626,39 \text{ kg}$$

Selon le BAEL 91 : la condition de non poinçonnement à vérifier est définie tel que :

$$q_0 \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : charge de calcul à l'E.L.U

h_0 : Epaisseur totale de la dalle.

u_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$\mu_c = 2(U + V) ; h_0 = 15 \text{ cm}$$

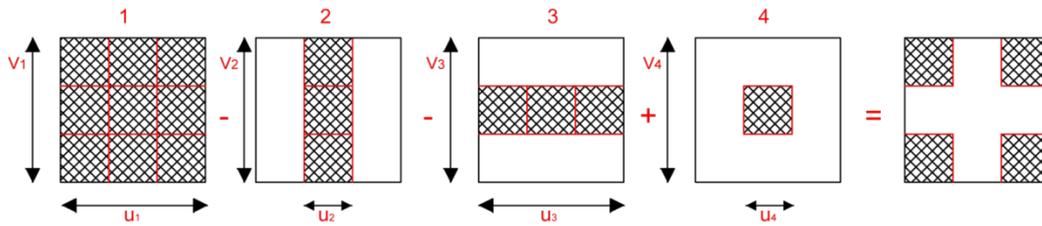
$$U = a + h_0 = (10 + 15) = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = (10 + 15) = 25 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 > q_0 = 1626,56 \text{ kg}$$

Ce résultat est interprété en absence d'un risque de poinçonnement.

Evaluation des moments dus aux charges concentrées :**Distances des rectangles :**

Rectangle 1

$$\begin{cases} u = 90\text{cm} \\ v = 120\text{cm} \end{cases}$$

- Rectangle 2

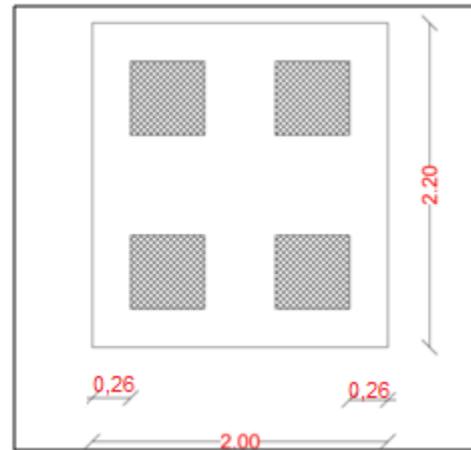
$$\begin{cases} u = 40\text{cm} \\ v = 120\text{cm} \end{cases}$$

- Rectangle 3

$$\begin{cases} u = 90\text{cm} \\ v = 70\text{cm} \end{cases}$$

- Rectangle 4

$$\begin{cases} u = 40\text{cm} \\ v = 70\text{cm} \end{cases}$$

**Les moments suivant les deux directions :**

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

Avec ν : coefficient de Poisson.À L'E L U ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} M_x = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{cases}$$

$$P = P' \cdot S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (26x26) cm² est :

$$P' = \frac{q_0}{u \cdot v} = \frac{1626,39}{0,25 \times 0,25} = 26022,24 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles 1,2,3 ,4 sont résumés dans le Tableau ci-dessus : L_x=2,00m ; L_y=2,20m

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	Surface S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	M _x (Kg.m)	M _y (Kg.m)
1	0.41	0.55	0.109	0,066	1.08	26022.24	28104.02	2810.40	2836.4
2	0.18	0.55	0,151	0,076	0.48	26022.24	12490.68	1274.04	3929.35
3	0.41	0.32	0,126	0,086	0.63	26022.24	16394.01	1836.12	3278.80
4	0.18	0.32	0,181	0,102	0.28	26022.24	7286.23	1100.22	4710.02

Tableau III.5: Résumé les moments isostatiques des rectangles

Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 338.27 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 238.88 \text{ kg.m}$$

Moments dus aux charges réparties (poids propre de la dalle):

$$L_x = 2,00 \text{ m}$$

$$L_y = 2,20 \text{ m}$$

$$h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{- Poids propre : } G = 0.15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}$$

$$\text{- Charges d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg/m}$$

$$\text{Charge ultime : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 656.25 \text{ kg/m}$$

Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,0}{2,2} = 0,90 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,90 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 116,89 \text{ kg.m} \\ M_{y2} = 116,89 \text{ kg.m} \end{cases}$$

Les moments appliqués à la dalle:

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 338,27 + 116,89 = 455,16 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 238,88 + 116,89 = 355,77 \text{ kg.m}$$

Moments retenus:

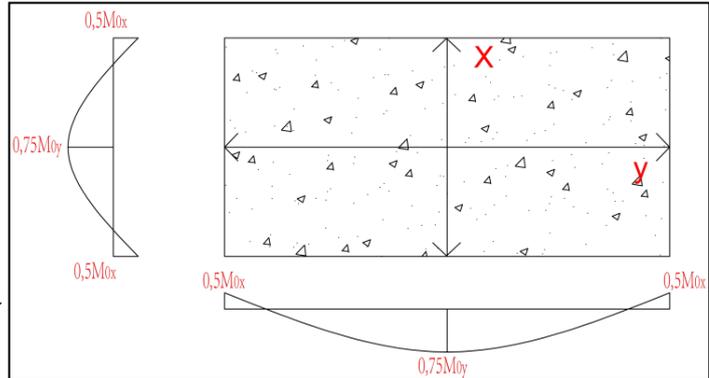
- En travée:

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0x} = 341,37 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0y} = 266,82 \text{ kg.m}$$

- Sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \cdot M_{0x} = 227,58 \text{ kg.m}$$



III.4-3-Calcul du ferrailage de la dalle:

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 100\text{cm}$
- Hauteur de la section : $h = 30\text{cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h = 27\text{cm}$
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400\text{Mpa}$, $\delta_s = 348\text{Mpa}$
- Contrainte du béton à 28jours : $f_{c28} = 25\text{Mpa}$, $f_{bc} = 14,17\text{Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton: $f_{t28} = 2,1\text{Mpa}$
- Fissuration peu préjudiciable

- En travée :

Sens I_x :

Le moment ultime : $M_{tx} = 3413,7 \text{ N.m}$

Le moment réduit $\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot \delta_{bc}} = \frac{3413,7}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,17} = 0,013 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \lambda = 0$

$\mu = 0,013 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9935$

La section d'acier (A_{s_x}):

$$A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{3413,7}{0,9935 \cdot 13,5 \cdot 348} = 0,73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens l_y :

Le moment ultime : $M_{ty} = 2668,20 \text{ N.m}$

$$\text{Le moment réduit } \mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot \delta_{bc}} = \frac{2668,20}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,17} = 0,010 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \dot{\lambda} = 0$$

$$\mu = 0,010 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,995$$

La section d'acier (A_{s_x}):

$$A_{s_y} = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{2668,20}{0,995 \cdot 13,5 \cdot 348} = 0,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sur appui:

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \cdot M_{0x} = 2275,8 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot \delta_{bc}} = \frac{2275,8}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,17} = 0,008 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \dot{\lambda} = 0$$

$$\mu = 0,008 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,996$$

La section d'acier (A_{s_x}):

$$A_{s_x} = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{2275,8}{0,996 \cdot 13,5 \cdot 348} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Section minimale des armatures:

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$)

On peut appliquer la formule suivante:

Sens l_y :

$$A_{y_{min}} = 8 \cdot h_0 = 8 \cdot 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} At_y = 0,57/\text{ml} < A_{y_{min}} = 1,2 \rightarrow At_y = A_{y_{min}} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ Aa_y = 0,49/\text{ml} < A_{y_{min}} = 1,2 \rightarrow Aa_y = A_{y_{min}} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Sens l_x :

$$A_{x_{min}} = A_{y_{min}} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 1,0}{2} \right) = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} At_x = \frac{0,73cm^2}{ml} < Ax_{min} = 1,20 \rightarrow At_x = Ax_{min} = 1,20cm^2/ml \\ Aa_x = 0,49cm^2/ml < Ax_{min} = 1,20 \rightarrow Aa_x = Ax_{min} = 1,20cm^2/ml \end{cases}$$

Choix des aciers :

Le diamètre : $h_0 = 15cm = 150mm$

On a : $\emptyset \leq \frac{h_0}{10} \Leftrightarrow \emptyset \leq 15mm$

En travée:**Sens lx :**

$$\begin{cases} At_x = 1,20 \text{ cm}^2/ml \\ St_x \leq \min(2h_0, 25 \text{ cm}) \\ St_x \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 5T10 \text{ p.m} = 3,93 \text{ cm}^2/ml \\ St_x = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Sens ly :

$$\begin{cases} At_y = 1,20 \text{ cm}^2/ml \\ St_y \leq \min(4h_0, 33 \text{ cm}) \\ St_y \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 5T10 \text{ p.m} = 3,93 \text{ cm}^2/ml \\ St_y = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Sur appuis (chapeaux):

$$\begin{cases} Aa = 1,20 \text{ cm}^2/ml \\ St \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2/ml \\ St = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Nécessité de disposer des armatures transversales :

On note toutefois les critères suivants :

1. La dalle est bétonnée sans reprise
2. $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_{utot}}{b.d}; \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10.h_0}{3} \times \min(0,13 f_{c28}; 5Mpa)$$

$$V_{utot} = \{V_x + V_v; \text{ Sens } L_x\}$$

$$V_{utot} = \{V_y + V_u; \text{ Sens } L_y\}$$

On calcul V_x et V_y : (efforts tranchants dus aux charges réparties):

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}}; V_x = V_y \\ V_y = q_u \frac{L_y}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 650,55 \times \frac{2,2}{2} \times \frac{1}{1+\frac{1}{2}} = 477,07 \text{ N} = 0,477 \text{ KN}$$

$$V_y = 650,55 \times \frac{2,2}{3} = 477,07 \text{ N} = 0,477 \text{ KN} = V_x$$

On calcul V_v et V_u (efforts tranchants dus aux charges localisées):

$$V_v = \frac{q_0}{2u + v} = \frac{1626,39}{2 \times 25 + 25} = 21,69 \text{ KN}$$

$$(V_u = \frac{q_0}{3 \cdot u} \leq V)_u \Leftrightarrow \frac{1626,39}{3 \cdot 25} = 21,69 \text{ KN}$$

$$(u = v = 25 \text{ cm}) \Rightarrow V_u = V_v = 21,69 \text{ KN}$$

L'effort total V_{tot} :

$$- \text{Sens } l_x : V_{tot} = V_x + V_y = 0,477 + 21,69 = 22,17 \text{ KN}$$

$$- \text{Sens } l_y : V_{tot} = V_y + V_u = 0,477 + 21,69 = 22,17 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } V_{tot} = \max(V_{tot x} ; V_{tot y}) = 22,17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b \cdot d} = \frac{22,17 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,164 \text{ Mpa}$$

$$h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\tau < \bar{\tau}_u = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ Mpa}) = 1,625$$

$$\text{Donc : } \tau < \bar{\tau}_u \quad \text{————— condition vérifiée}$$

Alors, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Les vérifications à L'E.L.S :

Calcul des sollicitations à L'E.L.S :

Charge localisée:

$$M_{0x} = (M_1 + vM_2)P'_{ser}$$

$$M_{0y} = (M_2 + vM_1)P'_{ser} \text{ Avec } v = 0,2 \text{ (E.L.S)}$$

$$P'_{ser} = q'_{ser} \cdot S' = \frac{P_{aser}}{u \cdot v} \cdot S'$$

$$q_{ser} = \frac{P_{aser}}{u \cdot v}; P_{aser} = (G + Q) \cdot \frac{1}{4} = 1185,99 \text{ kg}$$

$$\text{Donc : } q_{ser} = \frac{1185,99}{0,25^2} = 18975,84 \text{ kg/m}^2$$

$$P'_{ser} = 18975,84 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles 1,2,3, 4 sont résumés dans le tableau ci-dessus :

Rectangle	U/Lx	V/Ly	M ₁	M ₂	S'(m ²)	P' _{ser} =q _{ser} .S'	M _{0x} (kg.m)	M _{0y} (Kg.m)
1	0.41	0.55	0.109	0.066	1.08	20493.90	2504.35	1799.36
2	0.18	0.55	0.151	0.076	0.48	9108.40	1513.82	967.31
3	0.41	0.32	0.126	0.086	0.63	11954.78	1711.92	1329.37
4	0.18	0.32	0.181	0.102	0.28	5313.24	1070.08	734.28

Tableau III.6: Résume les moments isostatiques des rectangles

Moment dû aux charges localisées :

$$M_{0xC} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 348.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{0yC} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 236.96 \text{ KN.m}$$

Moment dû aux charges réparties (E.L.S):

$$G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}^2 ; \text{ ep} = 15 \text{ cm}$$

$$Q = 100 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{ser} = 100 + 375 = 475 \text{ KN/m}^2$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 1.00 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\alpha = 1 ; \text{E.L.S} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1,0000 \end{cases}$$

$$M_{0xr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 = 0,0441 \times 475 \times 2,2^2 = 101,39 \text{ KN/m}$$

$$M_{0yr} = \mu_y \cdot M_{0xr} = 1,00 \times 101,39 = 101,39 \text{ KN/m}$$

Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact seront donc :

$$M_{0x} = M_{0xC} + M_{0xr} = 348,69 + 101,39 = 450,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0yC} + M_{0yr} = 236,96 + 101,39 = 338,35 \text{ KN.m}$$

Les moments en travées et sur appuis :

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 450,08 = 337,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 338,35 = 253,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{0x} = 225,04 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes dans le béton :**Suivant L_x :**

- En travée :

$$M_{tx} = 3375,6 \text{ N.m} \quad ; A_t = 3,93 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} ; A \hat{=} 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + nA_s(y - d) = 0$$

$$\text{On a } \hat{A}_s = 0 \quad ; \text{ et } n = 15$$

D'où

$$50y^2 + 58,95y - 795,82 = 0$$

$$\text{Donc : } y = 3,34 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + 15 A_s(d - y)^2$$

$$I = 100 \times 3,34^3 / 3 + 15 \times 3,93(13,5 - 3,34)^2$$

$$I = 7327,14 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

$$\delta_{bc} = K.y = (M_{ser}/I).y$$

$$\delta_{bc} = \frac{3375,6}{7327,14} \times 3,34 = 1,54 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton σ_{bc} :

$$\overline{\delta}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Alors :

$$\delta_{bc} = 1,54 \text{ Mpa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{————— condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U, ça nous convient.

Sur appuis :

$$M_{app} = 225,04 \text{ kg.m} ; A_a = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad , \hat{A} = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = 3,34 \text{ cm}$$

Moment d'inertie (I):

$$I = 7327,14 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\delta_{bc} = K.y = (M_{ser}/I).y$$

$$\delta_{bc} = \left(\frac{2250,4}{7327,14} \cdot 3,34 \right) = 1,03 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

$$\overline{\delta}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Alors

$$\delta_{bc} = 1,03 \text{ Mpa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

Suivant L_y :

En travée :

$$M_{t_y} = 253,76 \text{ kg.m}; \quad A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}; \quad \dot{A} = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + n\dot{A}_s(y - d) = 0$$

$$\text{On à } \dot{A}_s = 0; \quad \text{et } n = 15$$

$$\text{Donc : } y = 2,57 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + 15 \dot{A}_s(d - y)^2$$

$$I = 100 \times 2,57^3 / 3 + 15 \times 3,14(13,5 - 2,57)^2$$

$$I = 6192,62 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\delta_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\delta_{bc} = \left(\frac{2537,6}{6192,62} \cdot 2,57 \right) = 1,09 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

$$\overline{\delta}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Alors

$$\delta_{bc} = 1,09 \text{ Mpa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

Armatures finales :

Suivant L_x : $A_t = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, Soit 5T10 /ml avec $S_t = 20 \text{ cm}$

$A_a = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit 5T10 /ml avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Suivant L_y : $A_t=3,93\text{cm}^2/\text{ml}$, Soit 5T10 /ml avec $S_t=20\text{cm}$

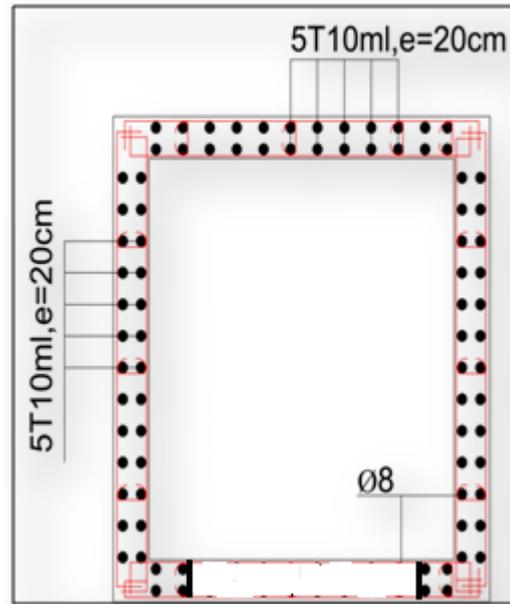


Figure III.11 : Ferrailage d'ascenseur.

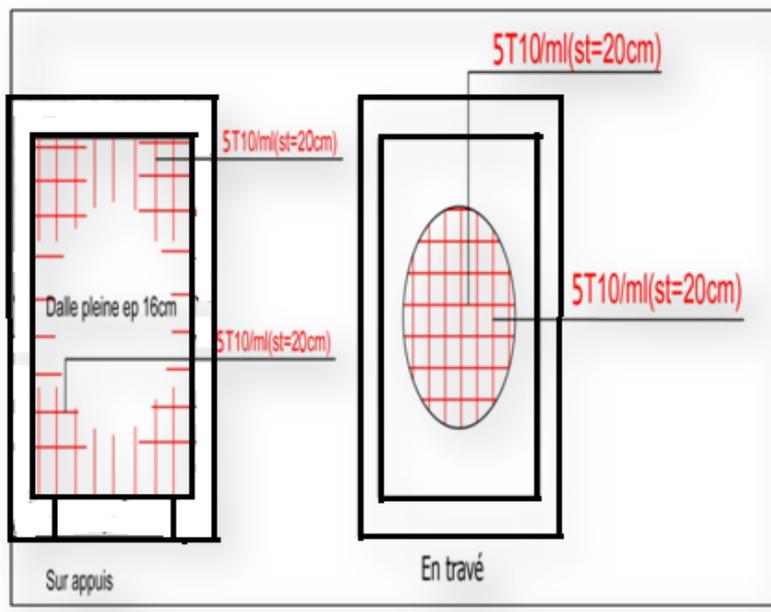


Figure III.12 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Etudes des plancher :**III -5- Introduction :**

Un plancher est un élément de structure généralement de surface plane, destiné à limiter les étages et supporter les revêtements de sols, ses fonctions principales sont :

- Supporter son poids propre et les surcharges d'exploitation.
- Transmettre les charges aux éléments porteurs (poteaux, murs, voiles)
- Assurer l'isolation thermique (en particulier pour les locaux situés sous la terrasse ou ceux situés sous vide sanitaire) et acoustique (étanchéité au bruit) entre les différents étages.
- Rigidifier la structure et participer à la résistance (répartition des efforts horizontaux)

On peut distinguer deux grandes classes de plancher :

- Les planchers coulés sur place ou plancher dits « traditionnels ».
- Les planchers préfabriqués, la préfabrication pouvant être totale ou partielle.

III-5-Méthode de calcul des poutrelles :**III-5-1-1-Méthode forfaitaire :**

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 a proposé une méthode simplifiée applicable pour les planchers courants si les conditions ci-après sont satisfaites.

a- Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Cette méthode est applicable si les quatre conditions suivantes sont remplies :

1. La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G ; 5\text{KN/m}^2)$;
2. Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;
3. Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25 ;
$$0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$$
4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

1. $Q \leq (2G ; 5000 \text{ N/m}^2)$

2. Inertie constante
3. Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier : $0.85 \leq L_n / L_{n+1} \leq 1.25$
4. Fissuration non préjudiciable.

Cette méthode n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée car :

$$\frac{4,10}{2,25} = 1.82 \notin [0.85; 1.25]$$

III-5-2-1-Méthode de Caquot :

Cette méthode est dérivée du théorème des trois moments, mais avec certains ajustements, propre aux poutres en béton armé. Méthode de CAQUOT :

Dans le cas où la méthode forfaitaire ne peut pas être applicable et on a $Q < 2G$ ou $Q < 5 \text{ KN/m}^2$, on applique la méthode de CAQUOT en multipliant la part des moments sur appui provenant des seules charges permanentes par un coefficient variant entre 1 et 2/3. (Généralement on fixe le coefficient multiplicateur par 2/3). On reprend la totalité de G ensuite pour le calcul des moments en travée.

a-Domaine d'application de la méthode de Caquot :

La méthode de Caquot s'applique essentiellement aux planchers à charges d'exploitation élevées et susceptibles de variations rapides dans le temps et en position et où G et Q vérifient :

$$Q > 2G \text{ ou } Q > 5 \text{ KN/m}^2$$

Elle s'applique également aux planchers à charge d'exploitation modérée si l'une des trois conditions complémentaires n'est pas remplie (Caquot minorée).

b-Principe de la méthode :

La méthode de Caquot consiste à calculer le moment sur chaque appui d'une poutre continue. La poutre continue est assimilée, pour le calcul des moments sur appuis, à une succession de poutres à deux travées de part et d'autre de l'appui étudié.

Dans ce schéma, il n'y a pas de moments sur les appuis en amont et en aval de l'appui étudié, ce qui n'est pas conforme aux hypothèses de la continuité.

La méthode de CAQUOT tient compte de cela en remplaçant les portées réelles par des portées fictives l'.

c- Moments sur appuis : (Poutres à moments d'inertie égaux dans les différentes travées et non solidaires des poteaux)

Hypothèses :

Pour le calcul des moments sur appui M_a , on fait les hypothèses suivantes :

- Seules les charges sur les travées voisines de l'appui considéré sont prises en compte, $G' = 2/3G$
- On adopte des longueurs de portées fictives l' , telles que :

$l' = l$ pour les deux travées de rive ;

$l' = 0.8l$ pour les travées intermédiaires.

Pour le cas de charges réparties, les moments sur appui intermédiaire sont donnés par :

$$M_{\text{appui}} = - \left(\frac{q_w L'_w{}^3 + q_e L'_e{}^3}{8.5(L'_w + L'_e)} \right)$$

e-Efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont calculés en tenant compte des moments sur appuis évalués par la méthode de CAQUOT.

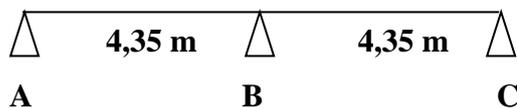
$$\text{En } A_{i-1} : V_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L}$$

$$\text{En } A_i : V_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L}$$

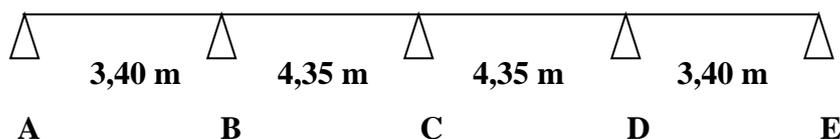
III-5- Etude des poutrelles :

III-5-1-Les types des poutrelles :

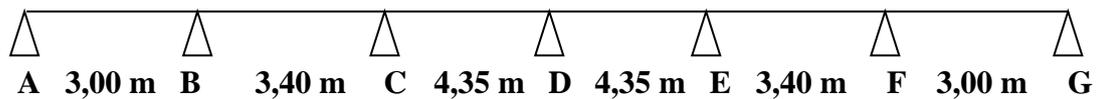
1^{er} Type :



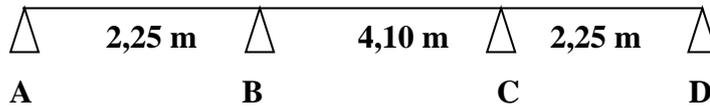
2^{er} Type :



3^{er} Type :



4^{er} Type :



5^{er} Type :

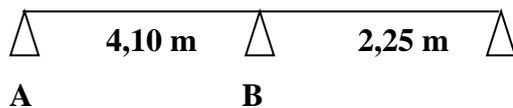


Figure III.13 : Les types des poutrelles

III-6. Calcul du ferrailage :

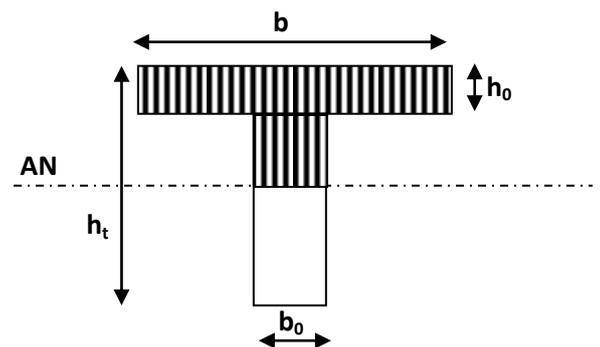
Calcul du ferrailage des poutrelles (E.L.U) :

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction. Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit :

Données :

- Largeur de la poutrelle $b=65$ cm.
- Largeur de la $b_0=12$ cm.
- La hauteur de la section $h_t=20$ cm.
- La hauteur de la section $h_0=4$ cm.
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9h=18$ cm
- Contrainte des aciers utilisés $f_c=400$ MPa
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25$ MPa
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1$ MPa.
- Fissuration peu préjudiciable.



III.6.1 Plancher RDC :

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes :

$$\begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{t\max} = 15,56 \text{ kN.m} \\ M_{a \max} = 13,27 \text{ kN.m} \\ T_{\max} = 19,07 \text{ kN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{t\max} = 11,91 \text{ kN.m} \\ M_{a \max} = 5,13 \text{ kN.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

III.6.1.1 Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

En travée :

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

On calcule le moment équilibre par la table « M_t »

$$M_t = b h_0 f_{bc} (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ kN.m}$$

$$M_{t\max} = 15,56 \text{ kN.m} < M_t = 58,95 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à $M_{t\max} = 15,56 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M t_{\max}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{15,56 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,0444 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,0444 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,978$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M t_{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{15,56 \cdot 10^3}{0,978 \cdot 18 \cdot 348} = 2,09 \text{ cm}^2$$

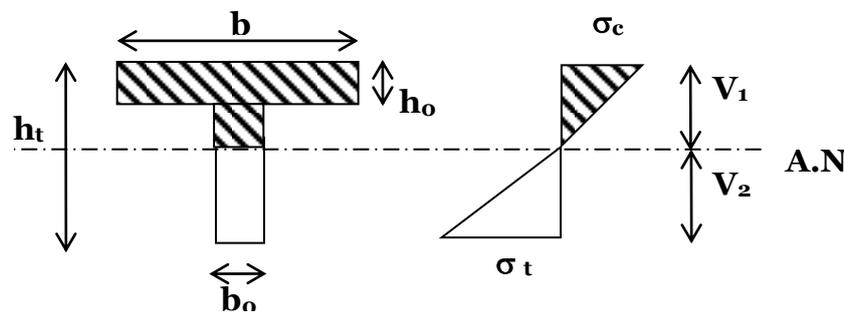
Condition de non fragilité (section en T):

$$A_{\min} = \frac{I}{0.81 \times ht \times V_2} \cdot \frac{f_{t28}}{fe}$$

$$\text{Avec : } I = \frac{bV_1^3 - (b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - V_1)^3}{3}$$

$$V_1 = ht - v_2$$

$$V_2 = \frac{b \times h_0 \times (h - \frac{h_0}{2}) + b_0 \times (h - h_0) \times (\frac{h - h_0}{2})}{b \times h_0 + b_0 \times (h - h_0)}$$



V : c'est la distance entre l'axe neutre et la fibre le plus comprimée

$$V_2 = \frac{65 \times 4 \times (20 - \frac{4}{2}) + 12 \times (20 - 4) \times (\frac{20 - 4}{2})}{65 \times 4 + 12 \times (20 - 4)} = 13,75 \text{ cm}$$

$$V_1 = 20 - 13,75 = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{65 \times (4)^3 - (65 - 12) \times (6,25 - 4)^3}{3} + \frac{12 \times (20 - 6,25)^3}{3} = 15486,91 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{15486,91}{0,81 \cdot 20 \cdot 13,75} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{\text{scal}} = 2,09 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,36 \text{ cm}^2$

Le choix : 3T12 = 3.39 cm².

- **Sur appuis :**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 b_0} = \frac{13,27 \times 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,174 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,174 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,904$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13,27 \times 10^3}{0,922 \cdot 18 \cdot 348} = 1,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V_1} \cdot \frac{f_{t28}}{fe} = \frac{15486,91}{0,81 \cdot 20 \cdot 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{\text{scal}} = 1,68 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$

Le choix : .2T12 = 2.26 cm².

IV.6.1.2 Vérification des contraintes à L.E.S :

$M_{\text{ser}} = 11,91 \text{ kN.m}$

-Position de l'axe neutre :

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$b = 65 \text{ cm}$; $\eta = 15$; $A' = 0$; $A = 2,36 \text{ cm}^2$.

$$32,5 \cdot y^2 - 15 \cdot 2,36 \cdot (18 - y) = 0.$$

$$32,5 \cdot y^2 + 35,4y - 637,2 = 0$$

$$Y_1 = 3,9 \text{ cm}$$

$$Y_2 = -4,99 \text{ cm}$$

4 cm \succ L'axe neutre tombe dans la nervure. $y = 3,90 \text{ cm}$ le moment d'inertie :

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A' (y - c') + \eta A (d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A (d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,9)^3 + 15,2,36 \cdot (18 - 3,9)^2 = 8323,12 \text{ cm}^4.$$

Calcul des contraintes :

1- Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{11,91 \cdot 10^3}{11239,46} \cdot 3,9 = 4,8 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Remarque : cas de fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la

Contrainte maximale dans l'acier tendue σ_{st} .

$$\text{Fissuration peu préjudiciable } \bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa}$$

2-Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 19,07 \text{ kN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{19,07 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,87 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

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

$$\tau_u = 0,87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-Les armatures transversales A_t :

D'après **BAEL 99 (A-5-1.23)** on a :

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L) \quad \text{en (mm)}$$

avec ϕ_L : Diamètre minimum des armatures longitudinales

$$\Phi_t \leq \min(200/35; 120/10; 10) = 5,71 \text{ mm}.$$

on adopte : $\Phi_t = 6 \text{ mm}$.

-Calcul des espacements :

$$St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (16, 2 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq 16, 20 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

La section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots(*)$$

k=1 (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij} = \min (2,1 \text{ Mpa} ; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa} ; \sigma_s = 1,15$$

$$\tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$$

Effort tranchant par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{\max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

on calcul la distance "X":

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \cdot L}$$

$$X = 3.50/2 + (13,27 - 3.91)/9,32 \cdot 3.70 = 2,03 \text{ m}$$

$$h/2 = 0,2/2 = 0,1 \text{ m}$$

$$X - (h/2) = 2,03 - 0,1 = 1.93 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } T_u(h/2) = 18.96 \cdot 1.93 / 2,03 = 18.02 \text{ kN}$$

$$\text{D'où: } \tau_u(h/2) = (18.02 \cdot 10^{-3}) / (0,12 \cdot 0,18) = 0,83 \text{ MPa}$$

$$(1) \Rightarrow \left(\frac{A_t}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,83 - 0,3 \cdot 2,1) \cdot 12}{0,9 \cdot \frac{235}{1,15}} = 1,3 \cdot 10^{-2} \text{ cm} \dots \dots \dots (*)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u (h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,83}{2} \text{ Mpa}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,41 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,41 \times b_0}{f_e} = \frac{0,41 \times 12}{235} = 0,020 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

En prend le max entre (1) et (2) \Rightarrow , on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,020 \cdot 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \\ 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

-Espacement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\Phi L; 15 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

-Espacement dans la Zone courante :

$$S_t \leq 15 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte } \left\{ \begin{array}{l} S_t = 10 \text{ cm} \quad \text{Zone nodale.} \\ S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{Zone courante.} \end{array} \right.$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 19,07 \text{ kN}$$

$$M_{appui} = 13,27 \text{ kN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{13,27}{0,9 \cdot 18 \cdot 10^{-2}} = 59,01 kN > T_u = 18,96 kN$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

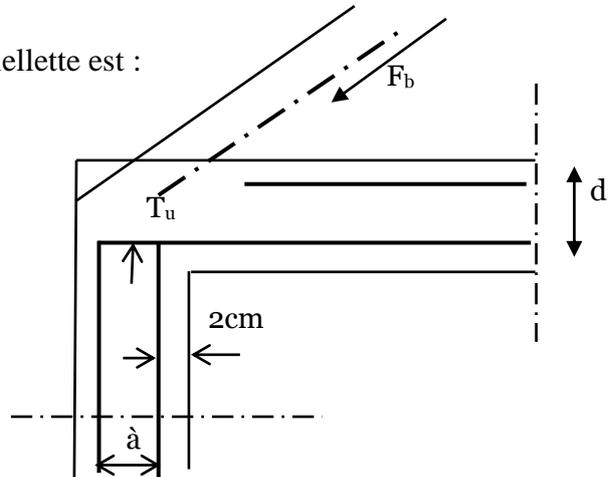
-Compression de la bille d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$\text{D'où} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

a: la longueur d'appuis de la bielle



On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T \gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \cdot 19,07 \cdot 1,5}{0,8 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 10} = 2,37 \text{ cm}$$

a = min (a' ; 0,9 d)

a' : largeur d'appui

a' = c - c' - 2 cm

c' = 2 cm (Enrobage)

c : la largeur de l'appui (poteau) = 50

a' = 50 - 2 - 2 = 46 cm

a = min (46 cm; 16,2 cm) = 16,2 cm > 2,37 cm.....condition vérifiée.

Entraînement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{user} = T/0,9d.\mu.n \leq \tau_{user} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de cisaillement $\psi_s=1,5$ pour H.A

T: l'effort tranchant max T=19.07 kN

n : nombre des armatures longitudinaux tendus n=3

μ : périmètre d'armature tendue

$$\mu = \pi \cdot \phi = 3,14 \times 1,0 = 3,14 \text{ cm}$$

$$\tau_{user} = 19,07 \times 10^3 / 0,9 \times 18 \times 3,14 \times 3 \times 10^2 = 1,24 \text{ MPa}$$

$$\tau_{user} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{user} = 1,24 \text{ MPa} \leq \tau_{user} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{370} = 0,054 > 0,044 \right) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15.M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{370} = 0,054 \right) \left(\frac{8,94}{15.11,19} = 0,053 \right) \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{2,09}{12,18} = 0,009 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées ; donc ne fait pas le calcul de la flèche.

Plancher RDC+ SS :

Tableau IV.10 : Le tableau suivant représente le ferraillage des poutrelles dans les travées et les appuis.

	M _{max}	M	B	A _{cal} (cm)	A _{min} (cm)	Choix
M t	15,57	0.0430	0.978	2.09	0.36	3T12=3.39
M a	13,27	0.174	0.904	1.68	0.80	2T12=2,26

Plancher étages courants :

Tableau IV.12 : Le tableau suivant représente le ferrailage des poutrelles dans la travée et les appuis.

	M_{\max}	M	B	Acal(cm)	Amin (cm)	Choix
M t	9,90	0.024	0.988	1.17	0.36	3T10=2.36
M a	10,16	0.092	0.952	1,36	0.80	2T12=2,26

Plancher terrasse :

Tableau IV.13 : Le tableau suivant représente le ferrailage des poutrelles dans la travée et les appuis.

	Mmax	M	B	Acal(cm)	A _{min} (cm)	Choix
M t	9,78	0.0223	0.989	1.07	0.36	3T10=2.36
M a	10,03	0.029	0.985	1.21	0.80	2T12=2,26

IV.7. Calcul le ferrailage de la dalle de compression :

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm (3.par m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Section minimale des armatures perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq 200/f_e \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4l/f_e \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80 \text{ cm}$$

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles.

$$A_{//} \geq A_{\perp} / 2$$

$$L = 0,65 \text{ m}$$

$$F_e = 400 \text{ MPa}$$

$$50 \text{ cm} \leq l = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 400 = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } A_{\perp} = 7 \phi 5 = 1,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{//} \geq 1,41/2 = 0,71 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prend } A_{//} = 7 \phi 5 = 1,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend un quadrillage de section $T_S \phi 5$ avec un espacement

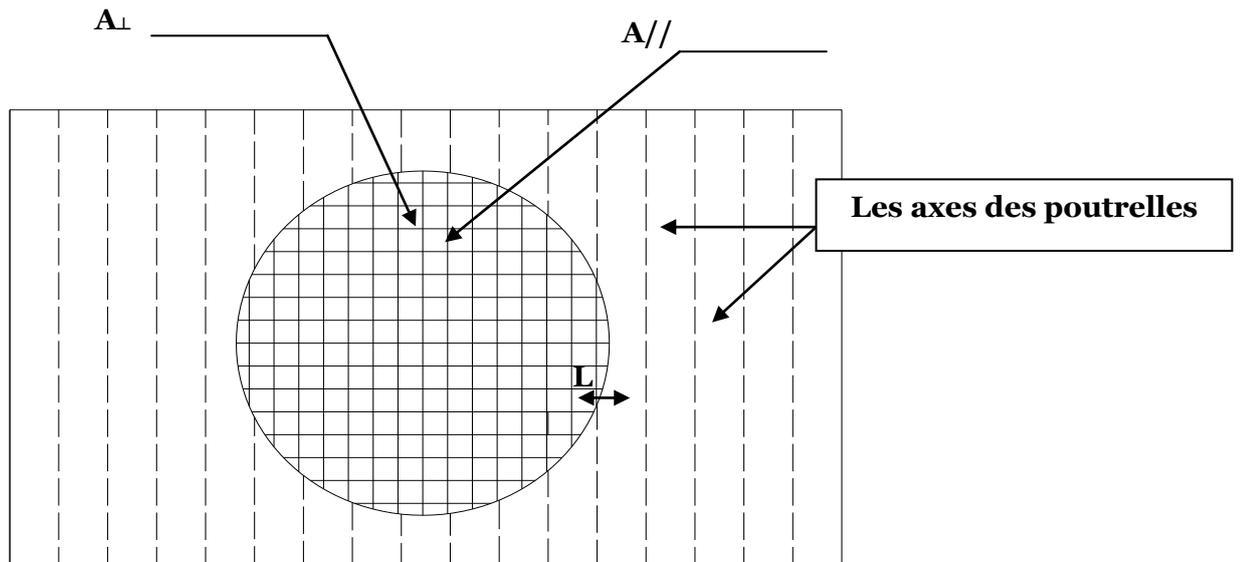
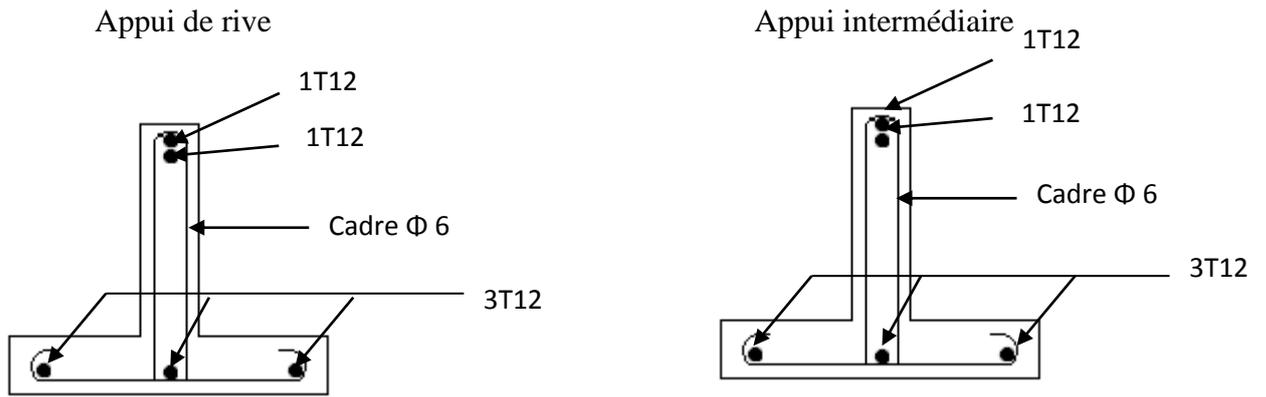
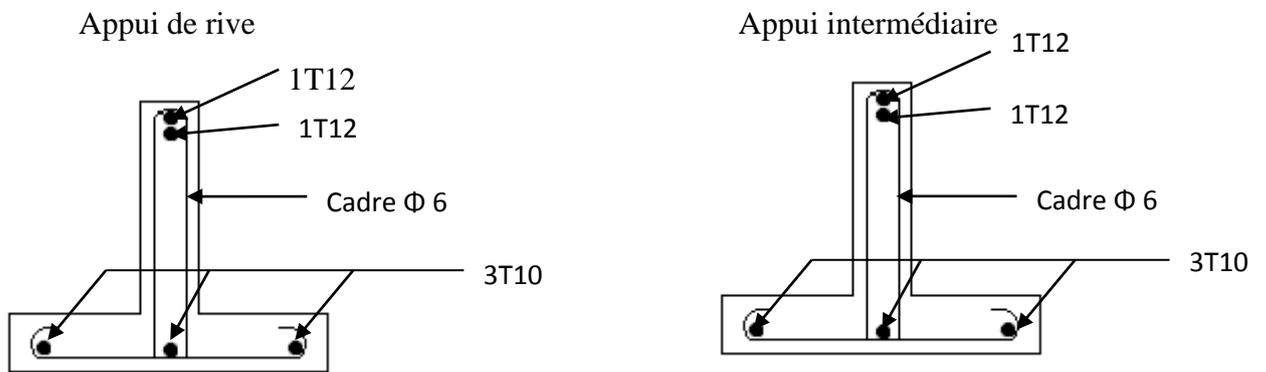


Figure III.14 : Ferrailage de la dalle de compression



Plancher RDC+ SS



Plancher étages courants et terrasse

Figure. III.15 : Dessin de ferrailage des poutrelles