

Chapitre IV

Les Éléments

Secondaires

IV-1-Acrotère :

Elle sera calculé comme étant une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible. L'étude sera faite sur une bande de 1,00 ml.

L'acrotère sera calculé à la flexion composée sous l'effet d'un effort normal dû au poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge de la main courante estimée à : $Q = 1,0 \text{ KN/m}^2$

IV-1-1-Calcul des sollicitations :**IV-1-1-1-Poids propre de l'acrotère :**

$$S = [(0,6 \times 0,10) + (0,08 \times 0,1) + 0,5 (0,02 \times 0,1)] \times 1$$

$$S = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0,069 = 1,73 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \times 1 = 1 \text{ KN/ml}$$

IV-1-1-2-Calculs des efforts :**Calcul à l'ELU :**

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

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

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

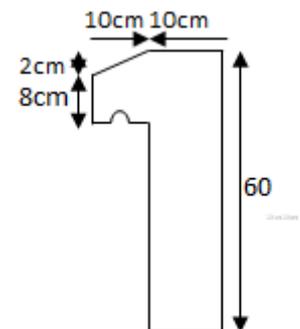


Figure III-1: acrotère

Calcul à l'ELS :

$$N_s = G = 1,73 \text{ KN}$$

$$M_s = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

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

L'excentricité : C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = M_u / N_u = 0,9 / 2,34 = 0,38 \text{ m}$$

$$e_p / 2 = 0,10 / 2 = 0,05 \text{ m} = 5 \text{ cm} < 38 \text{ cm}$$

e_p : l'épaisseur de l'acrotère.

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.

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

$$M_u = N_U \left[e + \frac{h}{2} - c \right]$$

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

h : Epaisseur de la section : 10 cm

b : Largeur de la section : 100 cm

c et c' : Enrobage 2 cm

d : la hauteur utile ; d = 0.9 x h = 0.9 x 10 = 9 cm

σ_{bc} : contrainte du compression de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$M_U = 2,34 \left[0,38 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 0,96 \text{ kN.m}$$

$$(d - c') N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,34) - 0,96 = -0,796 \text{ kN.m}$$

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

$$= ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02)) 14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 = 25,08 \text{ kN.m}$$

$$-0,796 < 25,08 \text{ kN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire (b x h) = (100 x 10) cm².

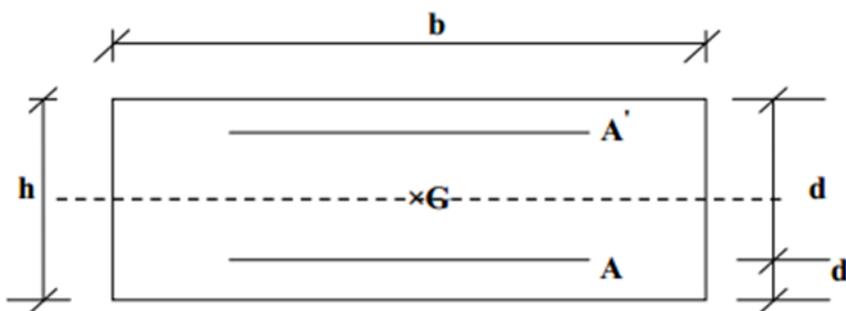


Figure III-2 : section de calcul d'acrotère

IV-1-2-Ferrailage de l'acrotère à l'E.L.U :

IV-1-2-1-Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$M_U = 0,96 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0,96 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0084$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \delta_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,688 \quad \text{avec: } 1000 \delta_{sl} = \frac{f_g}{E \cdot \delta_s} = \frac{400}{2,10^5 \cdot 1,15} = 1,74$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 (1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,0084 \rightarrow A' = 0$$

Pas d'armatures de compression.

du tableau :

$$\mu = 0,0084 \rightarrow \beta = 0,996$$

IV-1-2-2-Calcul de la section d'armatures en :

- Flexion simple :

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{0,96 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,308 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Flexion composée :

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100 \times \sigma_s} = 0,308 - \frac{2,34 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,241 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

IV-1-2-3-Les armatures principales :

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

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

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,73} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

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

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

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

On adopte: $4\emptyset 6$; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

IV-1-2-4-Les armatures de répartitions:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte $4\emptyset 6$: $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

IV-1-3-Vérification des contraintes (E.L.S.) :

Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,73 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,66 \text{ kN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow \frac{100}{2}y^2 + 16,95y - 152,55 = 0 \rightarrow y = 1,59 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{660}{1064,68} \times 1,59 = 0,986 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0,986 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

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

Avec :

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{660}{1064,68} \times (9 - 1,59) = 68,90 \text{ MPa}$$

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

Contrainte de cisaillement :

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

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

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

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

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

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

IV-1-4-Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone Iia ($A = 0,15$)

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

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

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 1,73 = 0,83 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

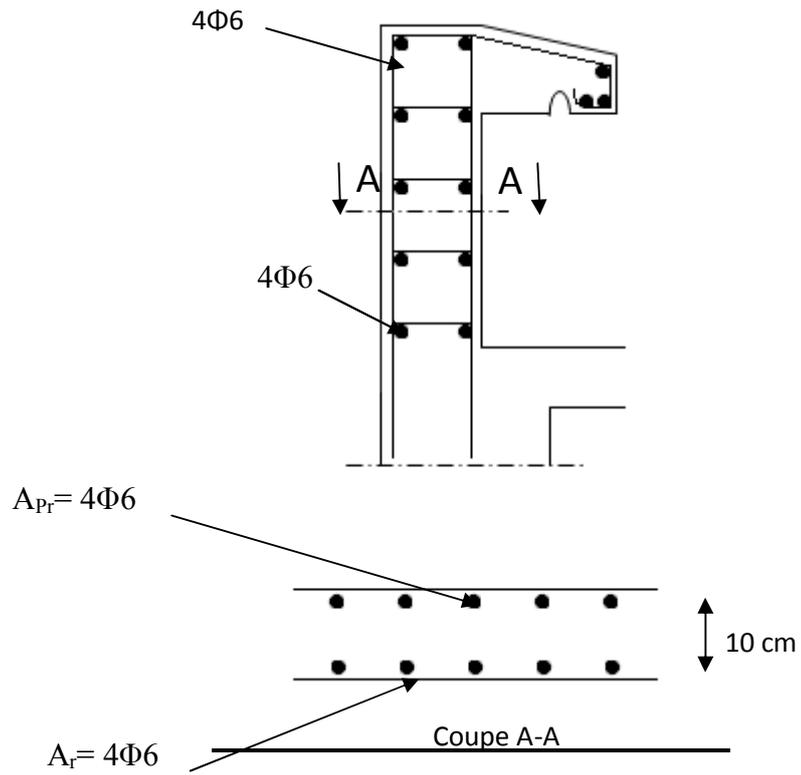


Figure IV 1- : Ferrailage de l'acrotère

IV-2-Etude des balcons :

Le balcon est un élément décoratif dans les bâtiments à usage d'habitation. Il est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres. Les balcons sont calculés comme des consoles encastrées à la flexion simple, sous l'effet de la sollicitation (G et Q)

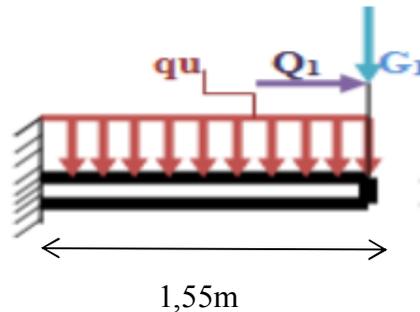


Figure IV 2: schéma statique du balcon

q_u : charge et surcharge pondérée de la dalle.

Q_1 : surcharge exercée sur le garde corps.

G_1 : poids du garde corps

G_1 : poids du mur en brique à double cloison

Le calcul se fait pour une bande de 1,00 ml

IV -2-1-1-Calcul d'épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle pleine e dépend de :

- Résistance à la flexion $e \geq L_x / 10$ $115/10 = 11.5$ cm
- Isolation acoustique $e \geq 12$ cm
- Sécurité en matière d'incendie $e \geq 11$ cm pour 2 heures de coup feu

L_y : la longueur suivant l'encastrement à la poutre ; $L_y = 4.10$ m.

L_x : la longueur suivant l'encastrement aux deux consoles ; $L_x = 1,15$ m.

On adopte : $e = 16$ cm

IV -2-1-2-Descente des charges :

La charge permanente du balcon $G = 5,52 \text{ KN/m}^2$.

La charge d'exploitation du balcon $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$.

La charge $P = 1.50 \text{ kg/m} \times 1,15 \text{ m} \times 1 \text{ ml} = 1.73 \text{ KN/m}^2$

IV -2-1-3-Combinaison des charges :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de un mètre de largeur

L'ELU :

$$q_u = (1,35 \times G + 1,5Q) \times 1\text{ml} = (1,35 \times 5,52 + 1,5 \times 3,5) \times 1\text{ml} = 12,70 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = (1,35 \times G) \times 1\text{ml} = (1,35 \times 1,73) \times 1\text{ml} = 2,33 \text{ KN/ml}$$

L'ELS :

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} = (5,52 + 3,5) \times 1\text{ml} = 9,02 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = G \times 1\text{ml} = 1,73 \times 1\text{ml} = 1,73 \text{ KN/ml}$$

IV -2-1-4-Calcul des moments d'encastres :

L'ELU :

$$q_u = 12,70 \text{ KN/ml}$$

$$M_{qu} = q_u \times L^2 / 2 = 7,98 \text{ KN.m}$$

$$P_u = 2,33 \text{ KN/ml}$$

$$M_{pu} = q_p \times L^2 / 2 = 1,54 \text{ KN.m}$$

Le moment total est

$$M_u = M_{qu} + M_{pu} = 9,52 \text{ KN.m}$$

L'ELS :

$$q_s = 9,02 \text{ KN/ml}$$

$$M_{qs} = q_s \times L^2 / 2 = 5,96 \text{ KN.m}$$

$$P_s = 1,73 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ps} = q_p \times L^2 / 2 = 1,14 \text{ KN.m}$$

Le moment total est

$$M_s = M_{qu} + M_{ps} = 7,10 \text{ KN.m}$$

IV -2-1-5-Calcul des armatures à l'ELU :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple :

$b = 100\text{cm}$; $h = 16\text{cm}$; $d = 14,4\text{cm}$; $\sigma_{st} = 348\text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17\text{Mpa}$; $f_{c28} = 25\text{ Mpa}$

Moments ultime réduit :

$$M_u = 9.52\text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times \sigma_{bc} \times d^2} =$$

$$\frac{9.52 \times 10^3}{100 \times 14.17 \times 14.4^2} = 0.03$$

$$\mu_u = 0,032 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Section d'armature :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,032})$$

$$\alpha = 0,023$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0.144 \times (1 - 0,4 \times 0,023)$$

$$Z = 0.142\text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}} = 1.92\text{ cm}^2$$

On adopte : **1T12 avec espacement de 15 cm (soit : 7T12/ ml de section 7.91 cm²)**

IV -2-1-6-Vérification :

Condition de non fragilité :

La section minimale :

$$A_{st\ min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 14,4 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st\ min} = 1,74\text{cm}^2 < 3.39 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 0.84\text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **1T12 avec espacement de 15 cm (soit : 7T12/ ml de section 7.91 cm²)**

Contrainte de cisaillement :

$$T_{u\ max} = q_u \times L + q_{ul} = 12,70 \times 1,15 + 2.33$$

$$T_{u \max} = 16.94 \text{ KN}$$

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

$$\frac{16.94 \times 10^2}{100 \times 14,4} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min(0,10 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u < \tau_u^- \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte d'adhérence:

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} =$$

$$\frac{16.94 \times 10^3}{0,9 \times 14,4 \times 15 \times 3,77 \times 10^2} = 0.23 \text{ MPa}$$

μ : périmètre d'armatures tendues.

$$\mu = 2 \times \pi \times \frac{1,2}{2} = 3,77 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^- = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$$\begin{cases} \psi_s = 1 \rightarrow \text{Pour les aciers lisses} \\ \psi_s = 1,5 \rightarrow \text{Pour les aciers HA} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = 0,23 < \tau_{se}^- = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_s = 7.10 \text{ KN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} x^2 - 8A_s(d - y) = 50y^2 + 118,8y - 1710,72 = 0 \rightarrow x = 2.53 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} X^3 + \eta A_s (d - X)^2 = \frac{100 \times 2.53^3}{3} + ((15 \times 3.39)(14,40 - 2.53)^2) =$$

$$I = \frac{b}{3} X^3 + \eta A_s (d - X)^2 = \frac{100 \times 2.53^3}{3} + ((15 \times 3.90)(14,40 - 2.53)^2) =$$

$$= 7704.50 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} X = \frac{7.10 \times 10^3}{7704.50} \times 2.53 = 2.33 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 2.33 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] ; \text{ Fissuration peu nuisible}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min (266,67 \text{ Mpa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - x) = 15 \times \frac{7.10 \times 10^3}{7704.50} \times (14,40 - 2.53) = 164.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 164.04 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 202 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{16}{115} = 0,139 > 0,062 \rightarrow \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{7.91}{100 \times 14.4} \leq \frac{4,2}{400} \Leftrightarrow 0,0055 < 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée,}$$

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow \frac{20}{400} = 0,139 > 0,074 \rightarrow \text{Condition vérifiée ;}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire une fois tous les conditions sont vérifiées

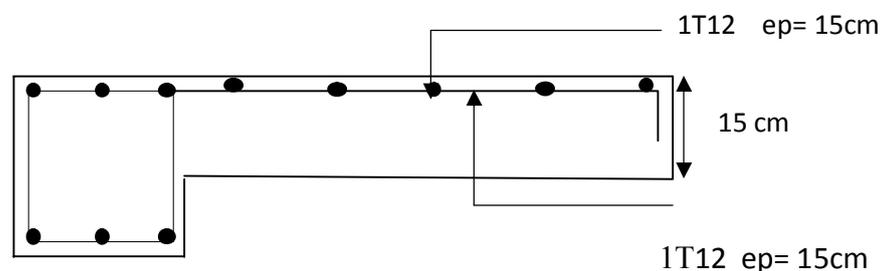


Figure IV -2 : Schéma de ferrailage du balcon

IV -3-L'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).

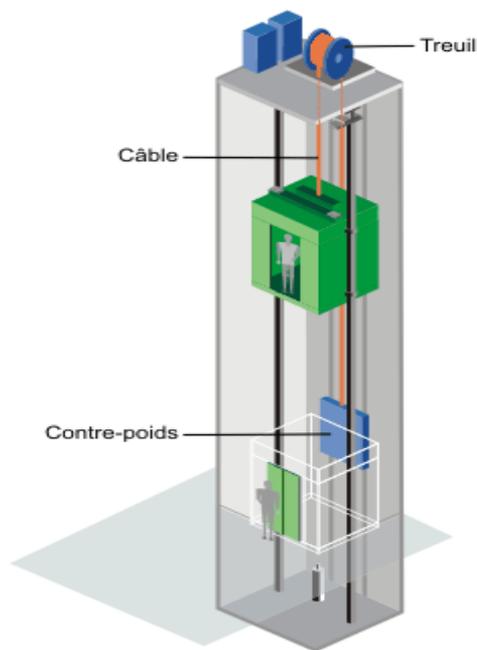


Figure IV -1 : schéma d'un ascenseur mécanique

IV -3-1-Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- le treuil de levage et sa poulie.
- la cabine ou la benne.
- le contre poids.

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie

Le treuil soit :

- **Pm** « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- **Q** : la charge en cabine.

- P_p : le poids de contre poids tel que : $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$.

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes
D'après

la norme (NFP82-201), la charge nominale est de **675 kg** pour **9 personnes** avec une surface utile de la cabine de 1,95 m².

Ses dimensions selon (NFP82-22)

- Largeur de la cabine : 1,35m
- Longueur de la cabine : 1,60m
- hauteur : 2,20 m
- la largeur de passage libre : 0,70m
- la hauteur de passage libre : 2,00m
- la hauteur de la course : 28,32 m

La surface latérale : $S = ((2 \times 1,60) + 1,35) \times 2,20 = 10,01 \text{ m}^2$,

- Epaisseur de la dalle : 15cm

IV -3-2-Les dimensions :

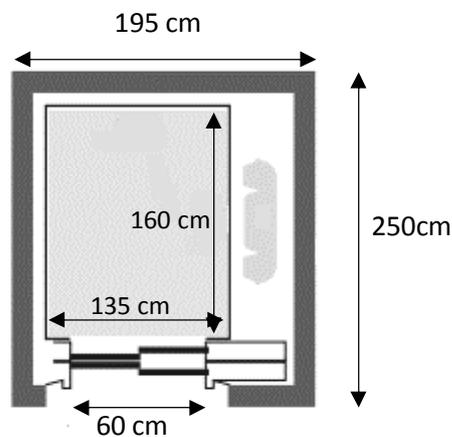


Figure IV -2- : Dimensions de la cabine

Tableau IV - : Poids mort de l'ascenseur

Poids de la cabine : $S = (2 \times 1,6 + 1,35) \times 2,20 = 10,01$	$M1 = 11,5 \times 10,01 \times 1,35 = 155,41 \text{ kg}$
Poids de plancher : $S = 2,50 \times 1,95 = 4,88 \text{ m}^2$	$M2 = 110 \times 4,88 = 536,8 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M3 = 20 \times 4,88 = 97,6 \text{ kg}$
Poids l'arcade :	$M4 = 60 + (80 \times 1,60) = 188 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de moulage :	$M7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine : $= 2,2 \times 0,70 = 1,54 \text{ m}^2$	$M8 = 80 + (1,54 \times 25) = 118,5 \text{ kg}$

Poids mort total : $P_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 1276,31 \text{ kg}$

Contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1276,31 + \frac{450}{2} = 2176,31 \text{ kg}$

IV -3-3-Calcul dès la charge total Q_u :

Calcul de la charge de rupture :

Selon le DTU, la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport $\frac{D}{d}$ (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons,

$$\frac{D}{d} = 45 \text{ et } D = 550 \text{ mm} \rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$$

On a : $C_r = C_s \times M$

Avec :

C_s : Coefficient de sécurité du câble et $C_s = 12$;

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble ;

M : Charge statique nominale portée par la nappe,

Et : $M = Q + P_m + M_g$

M_g : Poids du câble,

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ donc : $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$

Donc : $C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (450 + 1276.31) = 20715.72 \text{ kg}$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0,85.

$$C_r = \frac{20715,72}{0,85} = 24371,44 \text{ kg}$$

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

Avec :

m : Type de moulage (2 brins, 3 brins, ...) ;

n : Nombres des câbles,

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

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{24371,44}{8152 \times 2} = 1,50$$

On prend : $n = 2$ câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles,

Calcul des poids des câbles :

$$M_g = m \times n \times L$$

Avec :

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

n : Nombre des câbles, $n = 2$;

L : Longueur du câble, $L = 28,32 \text{ m}$

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 28,32 = 29,17 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 450 + 1276,31 + 29,17 = 1755,48 \text{ kg}$$

Vérification de C_r :

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 = 32608 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{32608}{1755,48} = 18,57 > 12 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul de la charge permanente total G :

On a : $P_{treuil} = 1200 \text{ kg}$

$$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g = 1276,31 + 2176,31 + 1200 + 29,17 = 4681,79 \text{ kg}$$

$$Q = 450 \text{ kg}$$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6995,42 \text{ kg}$$

IV-3-4-Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se pincer sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge $q_u = 6995,42 \text{ kg}$,

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6995,42}{4} = 1748,85 \text{ kg/m}$$

Selon le **BAEL 91/99**, on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

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

Avec :

q_0 : La charge de calcul à l'E.L.U ;

h_0 : Epaisseur totale de la dalle, $h_0 = 15 \text{ cm}$;

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen,

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

$$\mu_c = 2(U + V)$$

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

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

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

$$q_0 \leq 0,045 \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg}$$

$$11250 \text{ kg} > q_0 = 1748,85 \text{ kg}$$

Il n y a pas de risque de poinçonnement

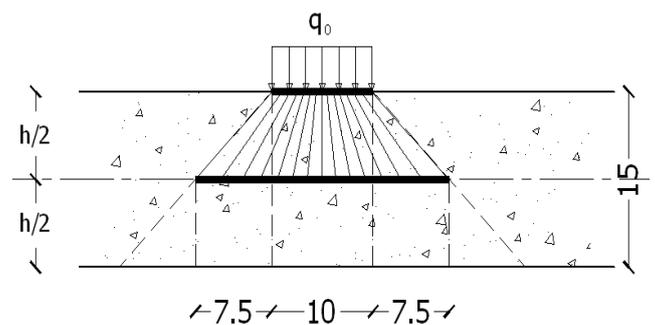


Figure IV 3- : Repartition des charges de la dalle

IV -3-5-Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

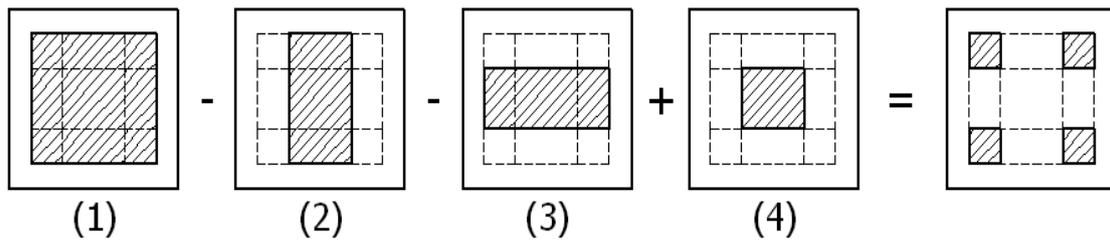


Figure IV -4- : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

Distances des rectangles :

1) Rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 145\text{cm} \\ V = 170\text{cm} \end{cases}$$

2) Rectangle (2) :

$$\begin{cases} U = 95\text{cm} \\ V = 170\text{cm} \end{cases}$$

3) Rectangle (3) :

$$\begin{cases} U = 145\text{cm} \\ V = 120\text{cm} \end{cases}$$

4) Rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 95\text{cm} \\ V = 120\text{cm} \end{cases}$$

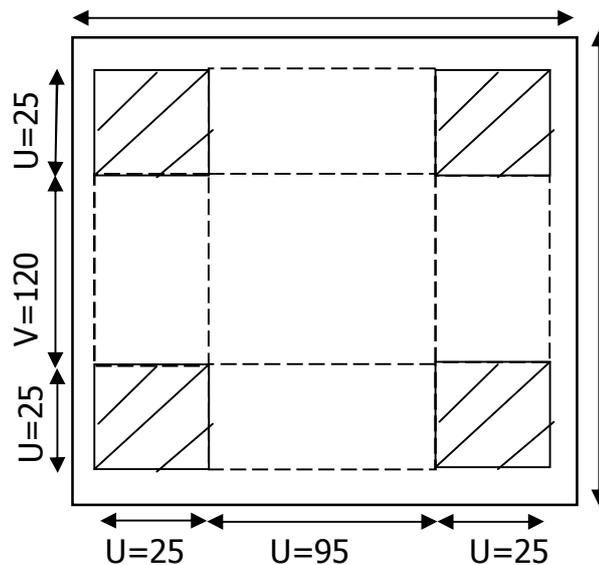


Figure IV -5: Dessin montrant la concentration des charges

Calcul des moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P \quad \text{et} \quad M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

ν : le coefficient de Poisson,

$$\text{I'E.L.U } (\nu = 0): M_x = M_1 \times P \text{ et } M_y = M_2 \times P \text{ et } P = P' \times S$$

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A (25 × 25) cm² est :

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{6995,42}{0,25^2} = 111926,72 \text{ kg / m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 1,95 \text{ m}$ et $L_y = 2,50 \text{ m}$, $L_x/L_y = 0,78$

Tableau IV -7 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	S (m ²)	P'	P=P'.S	M _x	M _y
						(Kg/m ²)	(Kg)	(Kg.m)	(Kg.m)
1	0,74	0,68	0,076	0,048	2,47	111926,72	276459	21010,88	13270,03
2	0,49	0,68	0,086	0,063	1,62	111926,72	181321,29	15593,63	11423,24
3	0,74	0,48	0,093	0,056	1,74	111926,72	194752,49	18111,98	10906,14
4	0,49	0,48	0,105	0,071	1,14	111926,72	127596,46	13397,63	9059,35

M₁ et M₂ tiré du tableau de calcul des ouvrages en BA de Belazougui

Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 702,9 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 0$$

Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

Chargement :

$$L_x = 1,95 \text{ m et } L_y = 2,50 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Poids propre : } G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg / m}^2$$

$$\text{Charge ultime : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg / m}^2,$$

III-5-6-Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,95}{2,50} = 0,78$$

$$\text{Donc la dalle travaille suivant les deux sens : } \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,78 \rightarrow \mu_x = 0,0584 \text{ et } \mu_y = 0,5608$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 145,73 \text{ kg.m et } M_{y2} = 81,73 \text{ kg.m}$$

Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 848,63 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 81,73 \text{ kg.m}$$

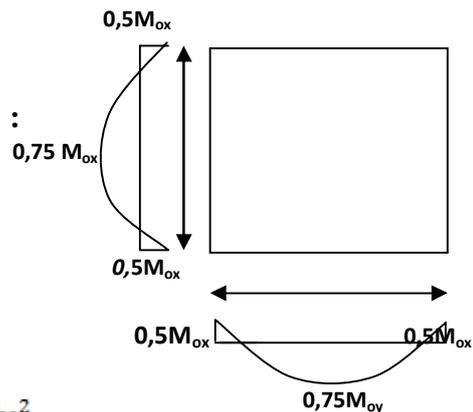


Figure IV -6: Moments de la dalle

Les moments retenus sont :

- **En travée :**

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 636,47 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 61,29 \text{ kg.m}$$

- **Sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{0x} = 424,32 \text{ kg.m}$$

III-5-7-Calcul du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur,

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $f_c = 400 \text{ Mpa}$; $\sigma_s = 348$; $\mu_1 = 0,392$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; Fissuration peu préjudiciable,

- **En travée :**

Sens L_x :

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 636,47 \text{ kg.m} = 6364,7 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6364,7}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,024 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,988$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6364,7}{0,988 \times 13,5 \times 348} = 1,37 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens L_y :

Le moment ultime :

$$M_{ty} = 61,29 \text{ kg.m} = 612,9 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{612,9}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,0024 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,999$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{612,9}{0,999 \times 13,5 \times 348} = 0,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Sur appuis :**

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 424,32 \text{ kg.m} = 4243,2 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4243,2}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,016 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,992$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4243,2}{0,992 \times 13,5 \times 348} = 0,91 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Section minimale des armatures :

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 0,78$, on peut appliquer la formule suivante :

Sens L_y :

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

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,13 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 0,91 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{y \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Sens L_x :

$$A_{x \text{ min}} = A_{y \text{ min}} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 0,78}{2} \right) = 1,33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,37 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \text{ min}} = 1,33 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{x \text{ min}} = 1,33 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 0,99 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \text{ min}} = 1,33 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \text{ min}} = 1,33 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Choix des aciers :

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm}$$

• **En travée :**

Sens L_x :

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,33 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 p,m = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Sens L_y :

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4 h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 p,m = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

• **Sur appuis (chapeaux) :**

$$\begin{cases} A_a = 1,33 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 p,m = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Armatures transversal :

La mise des armatures transversales dépend de la condition $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur,

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

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_v \quad ; \text{Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u \quad ; \text{Sens } L_y$$

V_x et V_y : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties,

V_v et V_u : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées,

On calcule V_x et V_y :

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

$$V_x = 6562,5 \times \frac{1,95}{2} \frac{1}{1 + \frac{0,78}{2}} = 4603,19 \text{ N} = 4,603 \text{ kN}$$

$$V_y = 6562,5 \times \frac{1,95}{3} = 4265,63 \text{ N} = 4,265 \text{ kN}$$

$$V_y < V_x$$

On calcul V_v et V_u :

$$V_v = \frac{qu}{2u + v} = \frac{6562,5}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 8711 \text{ N} = 8,71 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{qu}{3u} = \frac{6562,5}{3 \times 0,25} = 8710 \text{ N} = 8,71 \text{ kN}$$

$$V_v = V_u \text{ parce que } u = v$$

Donc :

$$V_{tot} = V_x + V_v = 4,60 + 8,71 = 13,31 \text{ kN} ; \text{Sens } L_x$$

$$V_{tot} = V_y + V_u = 4.27 + 8.71 = 12,98kN \quad ; \text{Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{u\ tot} = \max(V_{u\ tot\ x} ; V_{u\ tot\ y}) = 13,31\ kN$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b \times d} = \frac{13,31 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,098MPa$$

15 cm ≤ h₀ = 15 cm ≤ 30 cm ; On vérifié que :

$$\bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5\ MPa) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5\ MPa) = 1,625\ MPa$$

$$\tau_u = 0,186\ MPa < \bar{\tau}_u = 1,625\ MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On en déduit que les armatures transversal ne sont pas nécessaires,

IV -3-8-Vérification à l'E.L.S :

IV -3-8-1-Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + \nu M_2) P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + \nu M_1) P'_{ser} \end{cases} \quad \text{avec : } \nu = 0,2\ (E, L, S)$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \times S' = \frac{P_{a\ ser}}{u \times v} \times S'$$

$$P_{a\ ser} = (G + Q) \frac{1}{4} = (4681,79 + 450) \frac{1}{4} = 1282,95kg$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a\ ser}}{u \times v} = \frac{1282,95}{0,25^2} = 20527,2kg / m^2$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : L_x = 1,95 m et L_y = 2,50 m

Tableau IV -8 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	S (m ²)	q _{ser}	P=P',S	M _x	M _y
						(Kg/m ²)	(Kg)	(Kg,m)	(Kg,m)
1	0,74	0,68	0,076	0,048	2,47	20527,2	50702,18	3853,37	2433,71
2	0,49	0,68	0,086	0,063	1,62	20527,2	33254,06	2859,85	2095,01
3	0,74	0,48	0,093	0,056	1,74	20527,2	35717,33	3321,71	2000,17
4	0,49	0,48	0,105	0,071	1,14	20527,2	23401,01	2457,11	1661,47

Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{0x1} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 128,911 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y1} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 0$$

Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

Chargement :

$$L_x = 1,95 \text{ m et } L_y = 2,50 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

- Poids propre : $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg / m}$

$$\text{Charge ultime : } q_{ser} = G + Q = 475 \text{ kg / m}$$

Moments dus aux charges réparties (E.L.S) :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,95}{2,50} = 0,78$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$

$$\alpha = 0,78 \rightarrow \mu_x = 0,0584 \text{ et } \mu_y = 0,5608$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 105,48 \text{ kg.m et } M_{y2} = 59,15 \text{ kg.m}$$

Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 234,39 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 59,15 \text{ kg.m}$$

Les moments retenus sont :

- En travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 175,79 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 44,35 \text{ kg.m}$$

- Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50 M_{0x} = 177,2 \text{ kg.m}$$

III-5-8-3-Vérification des contraintes dans le béton :

Suivant L_x :

- En travée :

$$M_{tx} = 1757,9 \text{ N.m ; } A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml ; } A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2) \\ = 6087,14 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1757,9}{6087,14} \times 3,12 = 0,90 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,9 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Sur appuis :**

$$M_a = 1772 \text{ N.m} ; A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2) \\ = 6087,14 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1772}{6087,14} \times 3,12 = 0,91 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,91 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Suivant L_y

• **En travée :**

$$M_{ty} = 443,5 \text{ N / m} ; A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2) \\ = 6087,14 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ssr}}{I} \times y = \frac{443,5}{6087,14} \times 3,12 = 0,23 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,23 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV -3-8-4-Disposition du ferrailage :

Arrêt des barres :

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct,

$$\text{On a : } f_s 400 \text{ et } f_{c28} = 25 \text{ MPa,}$$

$$L_s = 40\phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm,}$$

Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci,

Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max\left(L_s ; \frac{1}{4}\left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}}\right)L_x\right) = \max(32 \text{ cm} ; 39 \text{ cm}) = 39 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left(L_s ; \frac{L_1}{2}\right) = \max(32 \text{ cm} ; 19,5 \text{ cm}) = 32 \text{ cm}$$

Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{195}{10} = 19,5 \text{ cm}$$

Armatures finales :

Suivant L_x :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 5T10 \text{ p,m avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 5T10 \text{ p,m avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

Suivant L_y :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 5T10 \text{ p,m avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 5T10 \text{ p,m avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

IV -3-9-Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le RPA 99/2003, l'épaisseur du voile doit être $e_p \geq 15 \text{ cm}$,

On adopte une épaisseur $e_p = 20 \text{ cm}$,

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrailé par :

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le voile est ferrailé en deux nappes avec 5T10 / ml soit : $A_{adop} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

L'espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

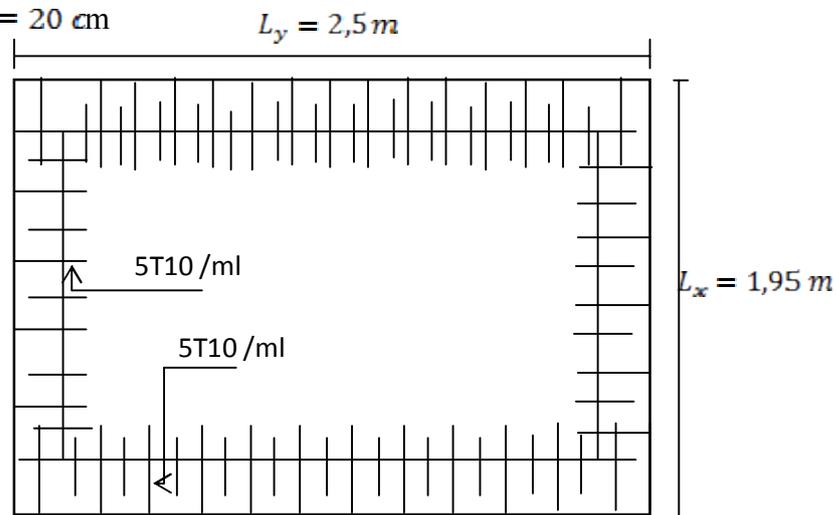


Figure IV -12: Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur

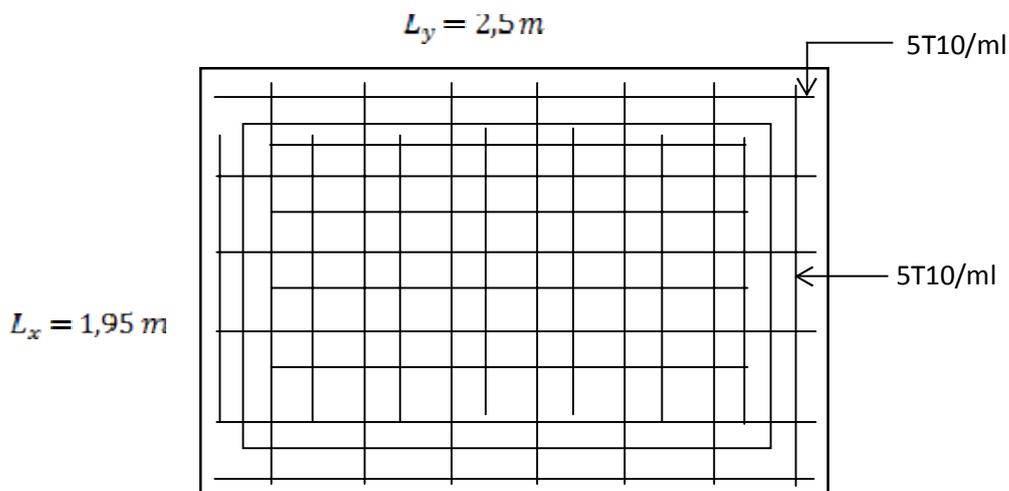


Figure IV -13 : Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur

IV.4. Etudes des escaliers :

I-1) Définition :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment ; Comme il constitue une issue de secours importante en cas d'incendie.

2) Terminologie :

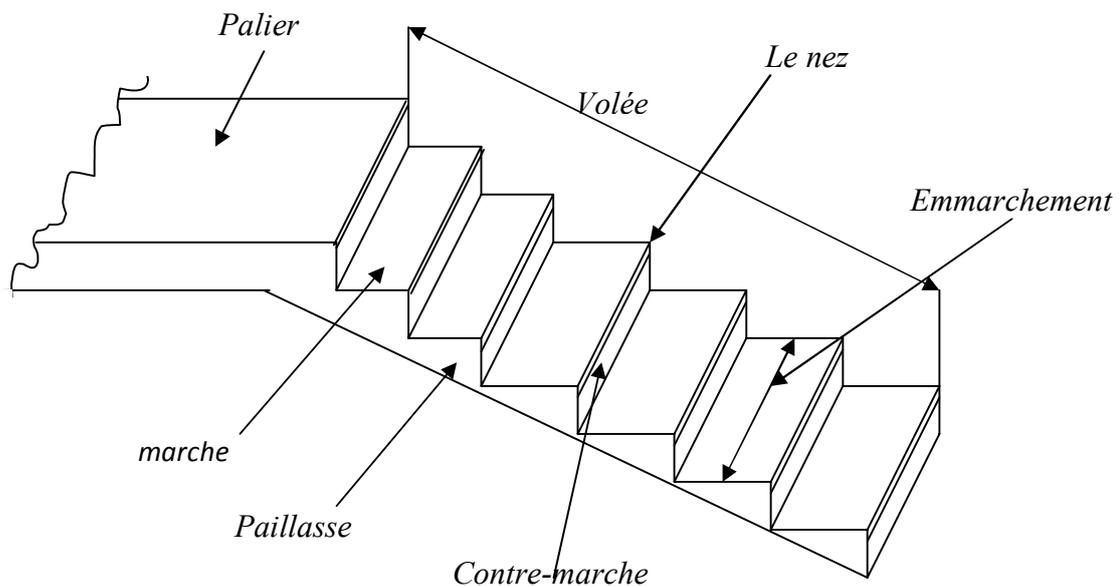


Figure III-14 : schéma d'un escalier

3) Vue en plan :

Pour le cas de notre projet, on distingue deux types d'escaliers (escaliers du rez de chaussé et celui de l'étage) chaque type se caractérise par les dimensions. Par les dimensions géométriques suivantes.

- $(n-1)$: Nombre de marches.
- n : nombre de contre marche.
- h := la hauteur de la marche (contre marche).
- g : la longueur de la marche (giron).
- H : la hauteur entre les faces supérieures de deux paliers successifs.
- L : portée en plan de la volée (longueur horizontale de volée).
- H_e : hauteur de l'étage.

4) Pré dimensionnement :

Pour les dimensions des marches « g » et contre-marche « h » on utilise généralement la formule de « Blondel ».

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

h = hauteur de contre marche la plus courante varie de 15 à 20 cm.

g « giron » la dimension de la marche la plus courante varie de 22 à 33 cm.

b) Étage courant:

$$2 h+g= 66 \text{ cm}, \quad He= 3,19\text{m}$$

$$H= n \times h$$

$$L= (n-1)g$$

$$H= \frac{He}{2} = \frac{3.19}{2} = 1.59\text{m} \Rightarrow H = 159 \text{ cm}$$

L : Longueur horizontale de la volée $L= 255 \text{ cm}$.

n: doit être racine de l'équation

$$66 n^2 - (2H+66+L) n + 2H= 0.$$

$$66n^2 - (2(159,5) + 66 + 255) n + 2(159,5) = 0$$

de cette équation on tire

$$\Rightarrow \boxed{n = 09}$$

Alors : $(n - 1) = 8$

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{255}{8} = 31,87 \text{ cm} \Rightarrow \boxed{g = 31\text{cm}}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{159,5}{9} = 17,72 \text{ cm} \Rightarrow \boxed{h = 17\text{cm}}$$

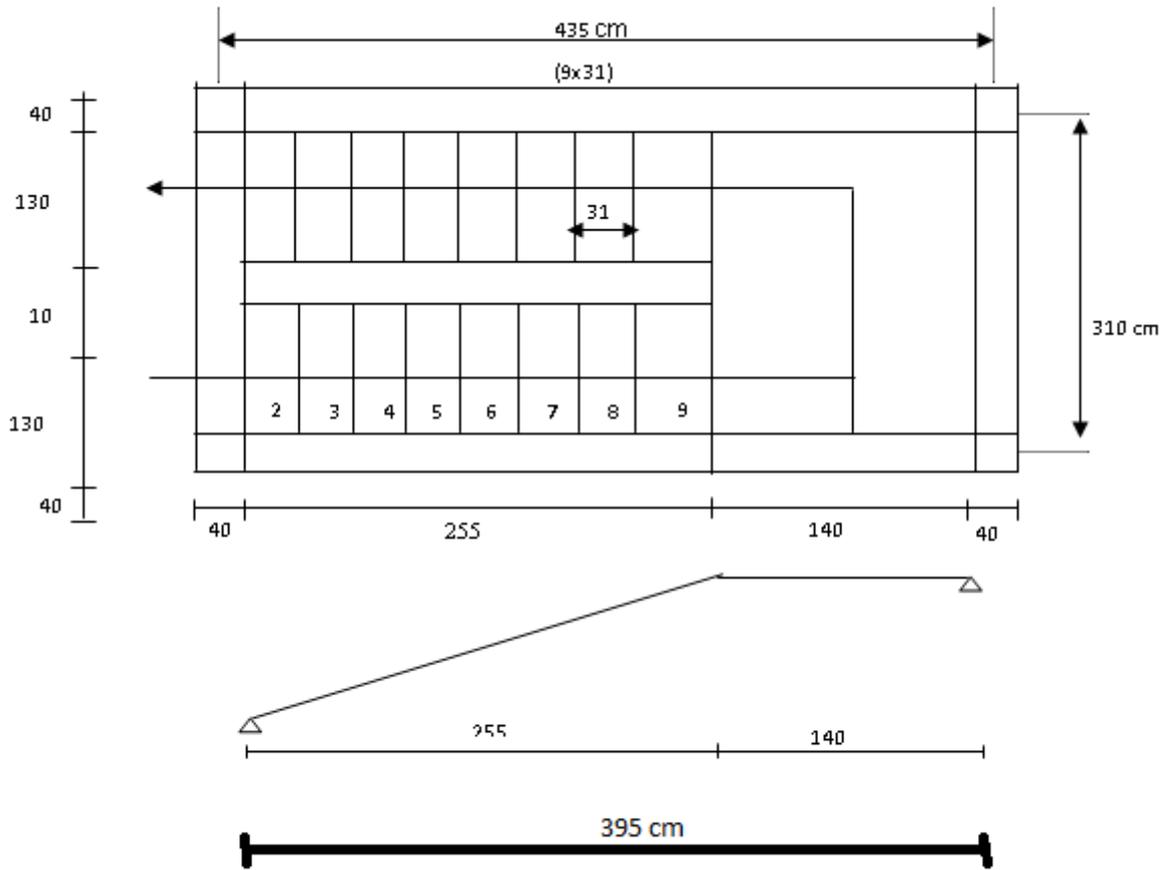
La formule de blondel.

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

$$\Rightarrow 2 h + g = 2(17) + (31) = 65$$

----- Vérifié.

Escalier a deux volées et un palier inter-étage



L'inclinaison :

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \alpha &= \frac{h}{g} = \frac{17}{31} \Rightarrow \operatorname{tg} \alpha = 0.55 \\ \Rightarrow \alpha &= 28,81^\circ \rightarrow 0.87 = \cos \alpha \end{aligned}$$

c) détermination de l'épaisseur de l'escalier :

« L'épaisseur de la paillasse = l'épaisseur du palier » .

$$\begin{aligned} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} &\Rightarrow \frac{255}{30} \leq e \leq \frac{255}{20} \\ \Rightarrow 8,50 \leq e &\leq 12,75 \text{ cm} \end{aligned}$$

On prend : $e = 12 \text{ cm}$

IV. Descente de charge : (tableau descente des charges chapitre II)

a) Volée :

Poids propre: $G_1 = 7.22 \text{ KN/m}^2$

Surcharge: $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

b) Palier :

Poids propre: $G_2 = 4.36 \text{ KN/m}^2$

Surcharge: $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

Paillasse:

$$q_1 = 1,35 G_1 + 1,5 Q = 1,35 (7.22) + 1,5 (2.50) = 13.50 \text{ KN/m}^2.$$

La charge par ml $q_1 = 13.50 \times 1,00 = 13.50 \text{ KN/ml.}$

Palier :

$$q_2 = 1,35 G_2 + 1,5 Q = 1,35 (4.36) + 1,5 (2.50) = 9.64 \text{ KN/m}^2.$$

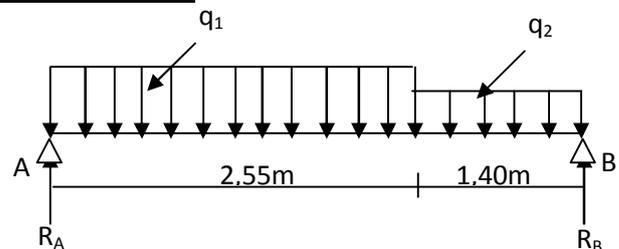
la charge par ml $q_2 = 9.64 \times 1,00 = 9.64 \text{ KN/ml}$

IV. Déterminations du moment et l'effort tranchant :

$$q_1 = 13.50 \text{ KN/ml.}$$

$$q_2 = 9.64 \text{ KN/ml}$$

on utilise la méthode de R.D.M



$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1 \times 2.55 + q_2 \times 1.40$$

$$R_A + R_B = 47.92 \text{ KN} \dots\dots\dots \textcircled{1}$$

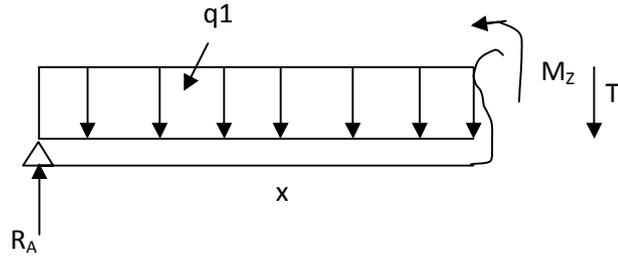
$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_B \times 3.95 - q_1 \times \frac{(2.55)^2}{2} - q_2 \times 1.40 \left(\frac{1.40}{2} + 2.55 \right) = 0$$

$$\Rightarrow \boxed{R_B = 22.21 \text{ KN}}$$

$$\Rightarrow \boxed{R_A = 25.71 \text{ KN}}$$

1/- $0 \leq x \leq 2.55$

$$\begin{cases} M_z(x) = R_A x - q_1 \frac{x^2}{2} \\ T(x) = R_A - q_1 x \end{cases}$$

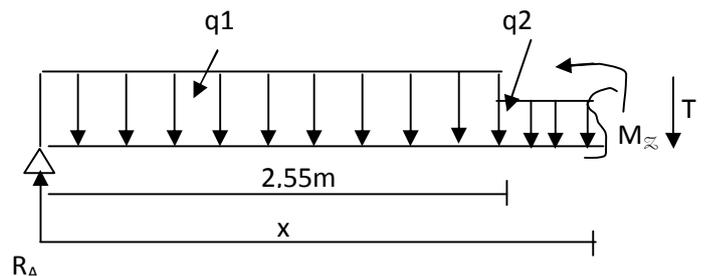


$$x = 0 \quad \begin{cases} M_t(0) = 0 \\ T(0) = R_A = 25.71 \text{ KN} \end{cases}$$

$$x = 2.55 \text{ m} \quad \begin{cases} M_t(2.55) = 21.66 \text{ KN.m} \\ T(2.55) = -8.715 \text{ KN} \end{cases}$$

2/- $2.55 \leq x \leq 3.95$

$$\begin{cases} M_t(x) = R_A x - q_1 \left(x - \frac{2.55}{2}\right) 2.55 - q_2 \frac{(x-2.55)^2}{2} \\ T(x) = R_A - 2.55 q_1 - q_2 (x-2.55) \end{cases}$$



$$x = 2.55 \quad \begin{cases} M_t(2.55) = 21.66 \text{ KN.m} \\ T(2.55) = -8.715 \text{ KN} \end{cases}$$

$$x = 3.95 \text{ m} \quad \begin{cases} M_z(3.95) = 0 \\ T(3.95) = -22.21 \text{ KN} \end{cases}$$

Le moment max se trouve dans l'intervalle

$$x \in] 0, 2.55 \text{ m} [\quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M_z(x) = R_A x - q_1 \frac{x^2}{2} \\ M_{z \max} \Rightarrow T = 0 \end{cases}$$

$$\Rightarrow T(x) = \frac{\partial M(x)}{\partial x} = R_A - q_1 x \quad \Rightarrow T(x) = 25.71 - 13.50 x = 0$$

$$\Rightarrow x = 1,90 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M(1.90) = 24.48 \text{ KN.m}$$

IV -4 diagramme du moment et l'effort tranchant :

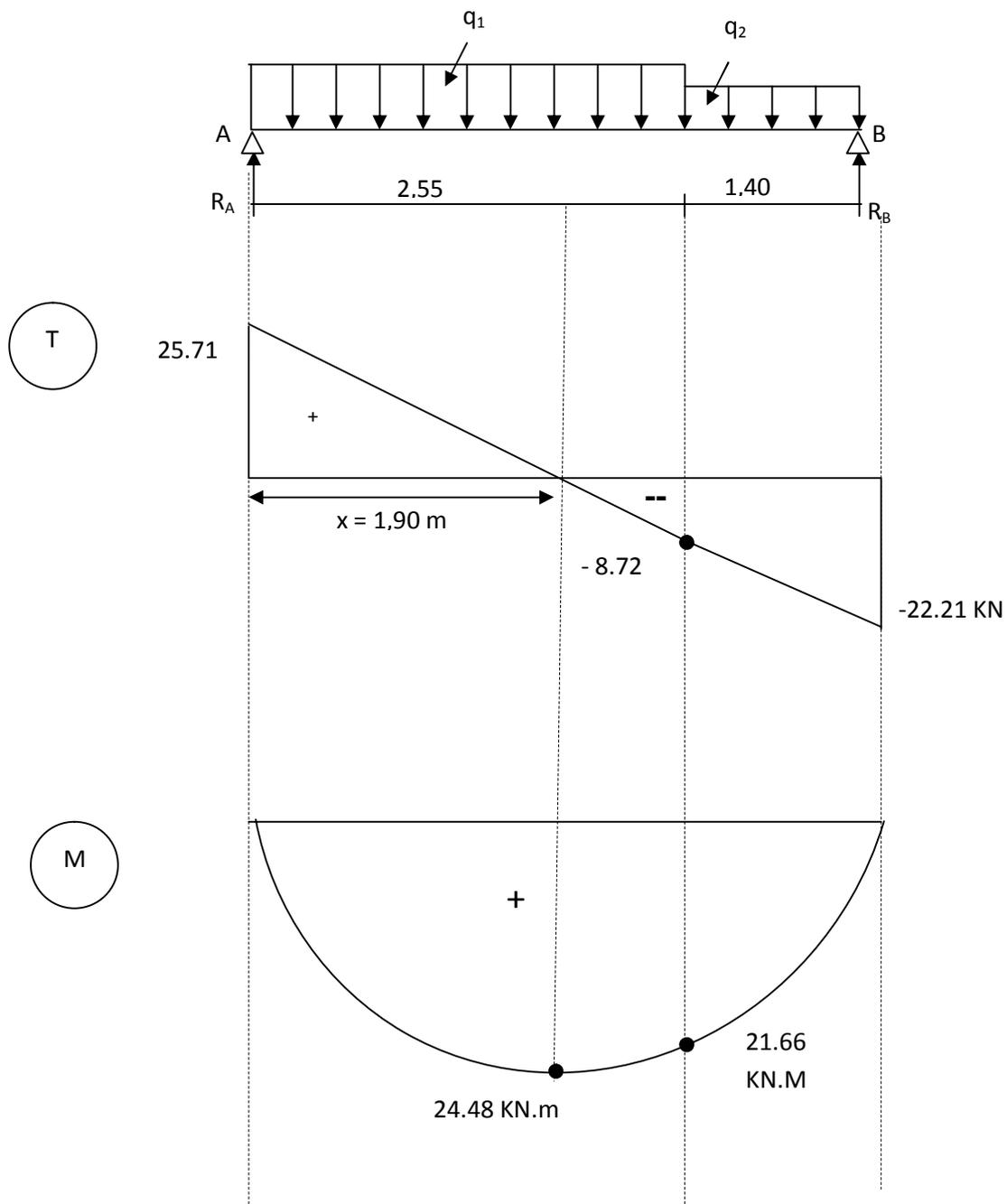


Figure IV -16 : diagramme du moment et l'effort tranchant de l'escalier

a) Calcul de ferrailage : 1^{ère} partie :

$$d \approx 0,9 h = 0,9 \times 12 = 10,8 \text{ cm}$$

On travée : $M_z = 0,9 M_{max} = 0,9 \times 24,48 = 22,03 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b(d)^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{22,03 \times 10^3}{100 (10,8)^2 \times 14,17} = 0,133$$

$$\mu = 0,133 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 1,202 (1 - \sqrt{1 - 2,055 \mu}) = 0,182$$

$$Z = d (1 - 0,416 \alpha) = 10 (1 - 0,416 (0,182)) = 9,98 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \sigma_s} = \frac{22,03 \times 10^3}{9,98 \times 348} = 6,34 \text{ cm}^2 \quad \text{On adapte 6T12/ml : } A = 6,78 \text{ cm}^2$$

- B) Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,69 \text{ cm}^2 \quad \text{on adapte : } 4T8/ml \quad A = 2,0 \text{ cm}^2$$

En appuis : $M_a = M_A = M_B = 0,2 \times M_{max} = 4,90 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b(d)^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{4,90 \times 10^3}{100 (10,8)^2 \times 14,17} = 0,03$$

$$\mu = 0,03 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 0,04$$

$$Z = 10,6 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_A}{Z \sigma_s} = \frac{4,90 \times 10^3}{10,6 \times 348} = 1,33 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 4T8/ml \quad A = 2,0 \text{ cm}^2$$

C) Les vérifications :

1) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{bd} \quad \text{avec : } T = 25.71 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{25.71 \times 10^3}{100 \times 10.8} = 23.80 \text{ N / cm}^2 = 0,2380 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min (0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = (\min (3.25, 5 \text{ MPa})).$$

$$\tau_u = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,238 \text{ MPa} < 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

2 Condition de non-fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 bd \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 10.8 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

$$A_a = 2,00 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

3- Armature transversales :

$$\tau_u = \frac{T}{bd} = 0,238 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28} = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,238 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4- Vérification de la flèche :

Vérification de la flèche cage d'escalier :

$$\rightarrow \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{12}{395} = 0,0303 < \frac{1}{16} = 0,063 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.78}{100 \times 10.8} = 0,006 < \frac{4,2}{400} = 0,0150 \rightarrow \text{Condition vérifiée,}$$

$$\rightarrow \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o} \Rightarrow \frac{12}{395} = 0,030 < \frac{22.03}{10 \times 24.48} = 0,089 \rightarrow$$

Condition non vérifiée ;

Le calcul de la flèche est nécessaire une fois une condition de ces trois conditions ne vérifiée pas :

Calcul de la flèche :

1/- Calcul de chargement (descente des charges chapitre II)

Charge permanente sans revêtement : $j = 9.94 \text{ KN/ml}$

Charge permanente avec revêtement $g = 11.58 \text{ KN/ml}$

Charge total : $P = G + Q = 11.58 + 2.5 = 14.08 \text{ KN/ml}$

2/- Calcul de moments correspondants

$$M_j = 0.75 \frac{j \times l^2}{8} = 14.53 \text{ KN/ml}$$

$$M_g = 0.75 \frac{g \times l^2}{8} = 16.93 \text{ KN/ml}$$

$$M_p = 0.75 \frac{P \times l^2}{8} = 20.59 \text{ KN/ml}$$

3/- Calcul de position de centre de gravité

$$Y_c = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left((b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(150 \times 12 \times 6) + (15 \times 6.78 \times 10.8)}{(150 \times 12) + (15 \times 6.78)}$$

$$Y_1 = Y_c = 6.25 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_c = 5.75 \text{ cm}$$

4/- Calcul du moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b Y_1^3}{3} + \frac{b Y_2^3}{3} + \eta A (d - Y_1)^2$$

$$= \frac{150 \times 6.25^3}{3} + \frac{150 \times 5.75^3}{3} + (15 \times 6.78) \times (10.8 - 6.25)^2 = 23817.68 \text{ cm}^4$$

5/- calcul des contraintes correspondantes

$$\sigma_j = \frac{15 M_j}{I} \times (d - y) = 15 \frac{14.53 \times 10^3}{23817.68} \times (10.8 - 6.25) = 41.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_g = \frac{15 M_g}{I} \times (d - y) = 15 \frac{16.93 \times 10^3}{23817.68} \times (10.8 - 6.25) = 48.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = \frac{15 M_p}{I} \times (d - y) = 15 \frac{20.59 \times 10^3}{23817.68} \times (10.8 - 6.25) = 59.00 \text{ MPa}$$

6/- calcul de pourcentage des armatures

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{6.78}{12 \cdot 10.8} = 0.052$$

7/- calcul des coefficients correspondants

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4\rho \sigma_j) + f_{t28}} = 0.65$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4\rho \sigma_g) + f_{t28}} = 0.70$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4\rho \sigma_p) + f_{t28}} = 0.74$$

8/- calcul du module de déformation

- longitudinale instantané du béton Module de déformation

$$E_i = 11000 \cdot 3\sqrt{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

- longitudinale différée du béton Module de déformation

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10818.87 \text{ MPa}$$

- Coefficient instantané

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 \cdot 2.1}{(2 + 3 \cdot \frac{12}{100}) \cdot 0.052} = 0.85$$

- Coefficient différée

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_i = 0.34$$

9/- calcul du moment d'inertie

$$I_{ji} = \frac{1.1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \mu_j)} = \frac{1.1 \times 23817.68}{(1 + 0.85 \times 0.65)} = 16902.87 \text{ cm}^4$$

$$I_{gi} = \frac{1.1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \mu_g)} = \frac{1.1 \times 23817.68}{(1 + 0.85 \times 0.7)} = 16425.98 \text{ cm}^4$$

$$I_{pi} = \frac{1.1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \mu_p)} = \frac{1.1 \times 23817.68}{(1 + 0.85 \times 0.74)} = 16083.15 \text{ cm}^4$$

$$I_{gv} = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda_v \mu_g)} = \frac{1,1 \times 23817,68}{(1 + 0,34 \times 0,7)} = 21162,72 \text{ cm}^4$$

10/- calcul de la flèche

Pour une poutre ou bande de dalle

$$f = \frac{M_t \times L^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}}$$

Pour une console

$$f = \frac{M_t \times L^2}{4 E_i \cdot I_{Fi}}$$

Calcul de la flèche

La flèche correspondant a j :

$$f_{ji} = \frac{M_j \times L^2}{10 E_i \cdot I_{ji}} = 0,0416 \text{ cm}$$

La flèche correspondant a g :

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 E_i \cdot I_{gi}} = 0,0492 \text{ cm}$$

La flèche correspondant a P :

$$f_{Pi} = \frac{M_P \times L^2}{10 E_i \cdot I_{Pi}} = 0,0621 \text{ cm}$$

La flèche correspondant a V :

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 E_v \cdot I_{gv}} = 0,148 \text{ cm}$$

La flèche totale :

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{Pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f = 0,1193 \text{ cm}$$

11/- la flèche admissible :

$$\Delta f_{adm} = \frac{L}{500} = 0,79 \text{ cm}$$

$$\text{On a : } \Delta f = 0,119 \text{ cm} < \Delta f_{adm} = 0,79 \text{ cm}$$

Donc c'est vérifié

7-Dimensionnement de La poutre palière :

Selon le **BAEL 91**, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{270}{15} \leq h \leq \frac{270}{10} \Rightarrow 18 \text{ cm} \leq h \leq 27 \text{ cm}$$

On prend : $h = 30 \text{ cm}$ donc $d = 0,9 h = 27 \text{ cm}$

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

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

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

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

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

$$\frac{h}{b} = 1 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée,}$$

IV -4-1-8-Charges supportées par la poutre :

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

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

$$\text{Réaction du palier : } R_b = 22.21 \text{ kN/ml}$$

$$Q_u = (1,35 \times (2,25)) + 22.21 + (1.5 \times 2.5) = 28.99 \text{ kN/m}$$

$$Q_{\text{ser}} = 2,25 + 2,5 + 22.21 = 26.96 \text{ kN/m}$$

IV -4-1-9-Calcul des sollicitations à l'E.L.U :

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{28.99 \times 2,55^2}{8} = 23.56 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 20.03 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40 M_0 = 9.42 \text{ kN.m}$$

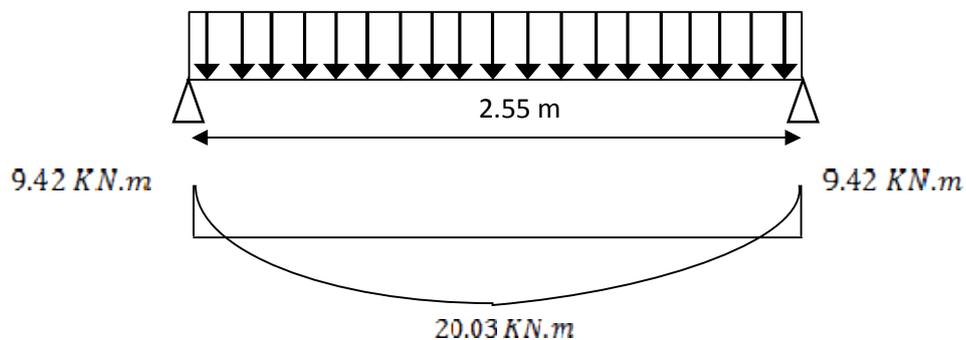


Figure IV -: Schéma statique de la poutre palière

IV -4-1-10-Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On a: $b = 30 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 27 \text{ cm}$

En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 20.03 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{20.03 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,064 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :

$$\beta = 0,967$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{20.03 \times 10^3}{0,967 \times 27 \times 348} = 2.20 \text{ cm}^2$$

On prend comme choix **3T14** avec : $A_{adm} = 4,61 \text{ cm}^2$

Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 9.42 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9.42 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,030 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :

$$\beta = 0,985$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9.42 \times 10^3}{0,985 \times 27 \times 348} = 1,02 \text{ cm}^2$$

On prend comme choix **3T14** avec : $A_{adm} = 4,61 \text{ cm}^2$

IV -4-1-11-Vérifications :

Condition de non fragilité :

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

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min}$$

$$A_{min} = 0,98 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$T = \frac{Qu \times L}{2} = 36,96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{36,96 \times 10}{30 \times 27} = 0,46 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification au niveau des appuis :

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_s} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left((36,96) + \frac{9,42 \times 10^2}{0,9 \times 27} \right) = 2,18 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,18 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{ser} = \frac{Q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{26,96 \times 2,55^2}{8} = 21,91 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 18,62 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40 M_0 = 8,76 \text{ kN.m}$$

En travée :

$$M_t = 18,62 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{18,62 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,060 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,969$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18.62 \times 10^3}{0,969 \times 27 \times 348} = 2.04 \text{ cm}^2$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 30.6y - 826.2 = 0 \rightarrow y = 4.18 \text{ cm}$$

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

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 4.18^3}{3} + (15 \times 2.04)(27 - 4.18)^2 = 16665.37 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{23,49 \times 10^3}{16665.37} \times 4.18 = 5.89 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 5.89 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sur appuis :

$$M_a = 8.76 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8.76 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,028 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :

$$\beta = 0,986$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.76 \times 10^3}{0,986 \times 27 \times 348} = 0.95 \text{ cm}^2$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 14.25y - 384.75 = 0 \rightarrow y = 5.52 \text{ cm}$$

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

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{30 \times 5.52^3}{3} + (15 \times 0.95)(27 - 5.52)^2 = 8256.77 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8.76 \times 10^3}{8256.77} \times 5.52 = 5.85 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 5.85 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Ferraillage des armatures transversales :

Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 8.57 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

L'espacement :

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

$$S_t = \min \{ 24,3 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

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

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

Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{255} = 0,117 > 0,062 \rightarrow \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_g} \Rightarrow \frac{4.52}{30 \times 27} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,0058 < 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{255} = 0,117 > 0,085 \rightarrow \text{Condition vérifiée ;}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche