

III-1-Introduction :

Les éléments non structuraux n'apportent pas de conditions significatives à la résistance aux actions sismiques d'ensemble, à leur distributions peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soient soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations d'autres origines.

III-2-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 : $Q = 1,0 \text{ KN/m}^2$

III-2-1-Calcul des sollicitations :

III-2-1-1-Poids propre de l'acrotère :

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

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

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

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

III-2-1-2-Calculs des efforts :

➤ **Calcul à l'ELU :**

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

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

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

➤ **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.

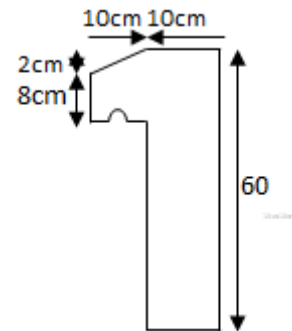


Figure III-1: acrotère

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

III-2-1-3-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 (¹) :

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

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

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

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

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

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

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

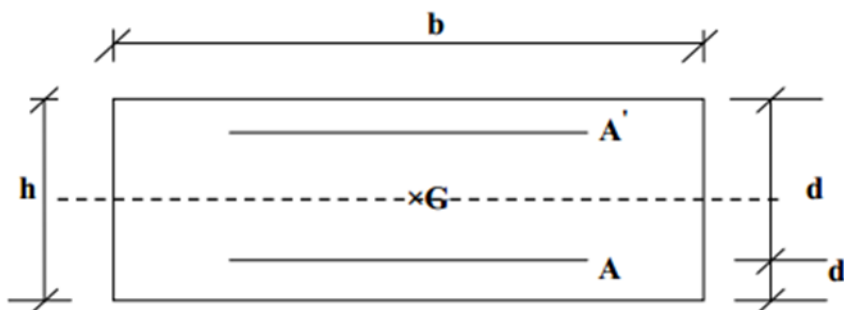


Figure III-2 : section de calcul d'acrotère

¹ D.T.U règles BAEL 91 révisée 99 page 25

III-2-2-Ferraillage de l'acrotère à l'E.L.U :**III-2-2-1-Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

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

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

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

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

Pas d'armatures de compression.

du tableau (1) :

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

III-2-2-2-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 :

III-2-2-3-Les armatures principales :

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

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

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

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

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

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

¹ Précis de calcul en béton armé page 349

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

III-2-2-4-Les armatures de répartitions:

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

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

III-2-3-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} :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) ; \text{Fissuration préjudiciable } (1)$$

Avec :

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

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

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

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

¹ D.T.U règles BAEL 91 révisée 99 page 32

Contrainte de cisaillement :

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

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

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

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

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

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

III-2-4-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 ($A = 0,15$) (²)

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$ (³)

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

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

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

¹ D.T.U règles BAEL 91 article A.5.5.2

² R.P.A 99 version 2003 tableau 4.1 page 26

³ R.P.A 99 version 2003 tableau 6.1 page 43

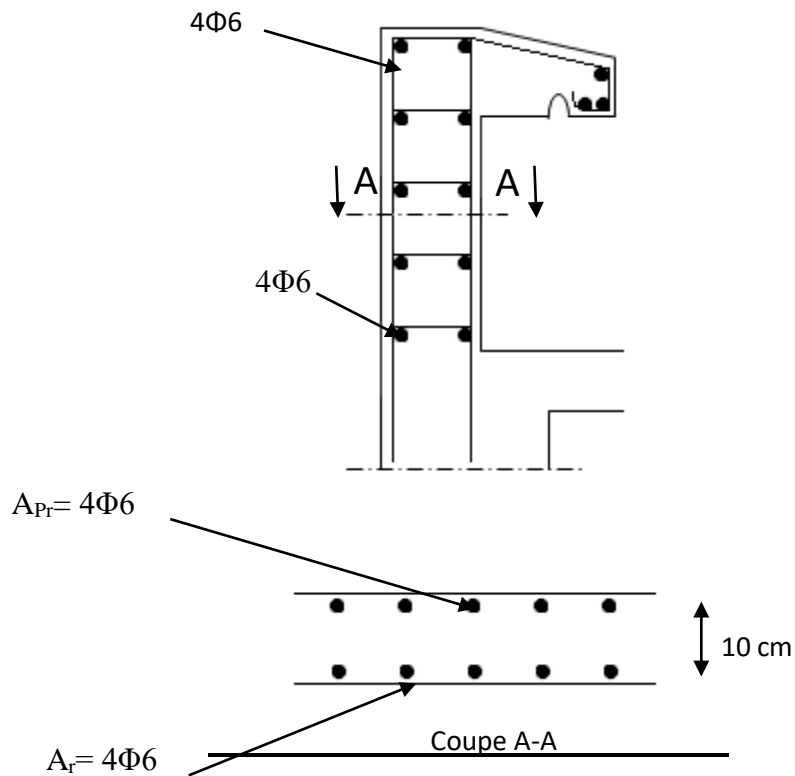


Figure III-3 : Ferrailage de l'acrotère

III-3-Etude des balcons :

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

Dans notre construction on a deux types de balcons

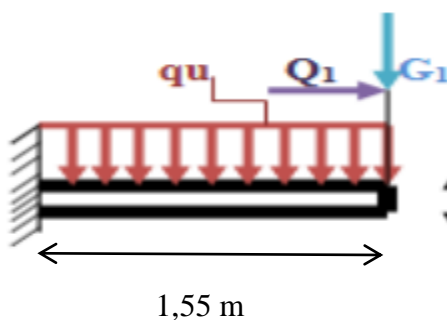


Figure III-4 : schéma statique du balcon type 1

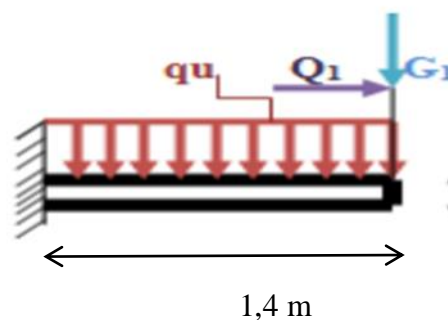


Figure III-5 : schéma statique du balcon type 2

q_u : charge et surcharge pondérée de la dalle.

Q_1 : surcharge exercé sur le garde corps.

G_1 : poids du garde corps (type 1).

G_1 : poids du mur en brique à double cloison (type 2)

III-3-1-Type 1 :

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

III-3-1-1-Calcul d'épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle pleine e dépend de :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Résistance à la flexion : } e \geq Lx / 10 = 155 / 10 = 15,5 \text{ cm} \\ \text{Isolation acoustique : } e \geq 12 \text{ cm.} \\ \text{Sécurité en matière d'incendie : } e > 11 \text{ cm pour 2 heures de coup feu.} \end{array} \right.$$

L_y : la longueur suivant l'encastrement à la poutre ; $L_y = 3,50$ m.

L_x : la longueur suivant l'encastrement aux deux consoles ; $L_x = 1,55$ m.

On adopte : $e = 16$ cm

III-3-1-2-Descente des charges :

Tableau III- 1 : Charges et surcharge du balcon (étage courant)

Désignation	e (m)	G (Kn/m ²)
Plancher (dalle pleine)	0,15	4,00
Revêtement en carrelage	0,02	0,40
Mortier de pose	0,02	0,40
Sable fin pour mortier	0,02	0,34
Enduit en plâtre	0,02	0,2

La charge permanente du balcon $G = 5,34$ KN/m².

La charge d'exploitation du balcon $Q = 3,50$ KN/m².

Tableau III-2 : calcul de la charge concentré G1

La hauteur de garde corps	$h = 1,15\text{m}$
Poids propre de la brique creuse (e=10 cm)	$0,9 \text{ KN/m}^2$
Enduit en ciment	$0,2 \text{ KN/m}^2$

Le poids du garde corps : $G_1 = [(0,9 + 0,2) \times 1,15] \times 1,55 = 1,97 \text{ KN/m}^2$.

La surcharge exercée sur le garde-corps : $Q_1 = 1 \text{ KN/m}^2$

III-3-1-3-Combinaison des charges :

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

➤ **L'ELU :**

La dalle : $q_u = (1,35 \times G + 1,5 Q) \times 1\text{ml} = (1,35 \times 5,34 + 1,5 \times 3,5) 1\text{ml} = 12,46 \text{ KN/ml}$

Garde corps : $q_{u1} = (1,35 \times G_1 + 1,5 Q_1) 1\text{ml} = (1,35 \times 1,97 + 1,5 \times 1,00) = 4,16 \text{ KN/ml}$

➤ **L'ELS :**

La dalle : $q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} = (5,34 + 3,5) 1\text{ml} = 8,84 \text{ KN/ml}$

Garde corps : $q_{s1} = (G_1 + Q_1) 1\text{ml} = (1,97 + 1,00) = 2,97 \text{ KN/ml}$

III-3-1-4-Calcul des moments d'encastremets :

➤ **L'ELU :**

Dalle pleine : $q_u = 12,46 \text{ KN/ml}$

$M_{qu} = q_u \times L^2/2 = 14,97 \text{ KN.m}$

Garde corps : $q_{u1} = 4,16 \text{ KN/ml}$

$M_{qu1} = q_u \times L^2/2 = 5 \text{ KN.m}$

Le moment total est

$M_u = M_{qu} + M_{qu1} = 19,97 \text{ KN.m}$

➤ **L'ELS :**

Dalle pleine : $q_s = 8,84 \text{ KN/ml}$

$M_{qs} = q_s \times L^2/2 = 10,62 \text{ KN.m}$

Garde corps : $q_{s1} = 2,97 \text{ KN/ml}$

$$M_{qs1} = q_s \times L^2/2 = 3,57 \text{ KN.m}$$

Le moment total est :

$$M_s = M_{qs} + M_{qs1} = 14,19 \text{ KN.m}$$

III-3-1-5-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 :

$$M_u = 19,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times \sigma_{bc} \times d^2} = \frac{19,97 \times 10^3}{100 \times 14,17 \times 14,4^2} = 0,068$$

$$\mu_u = 0,068 < \mu_r = 0,392$$

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

Section d'armature :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,068})$$

$$\alpha = 0,088$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,135 \times (1 - 0,4 \times 0,088)$$

$$Z = 0,130 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 4,41 \text{ cm}^2$$

III-3-1-6-Vérification :

Condition de non fragilité :

La section minimale :

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

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

On adopte : **7T12/ ml de section 7,92 cm²/ml ; S_t = 15 cm**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{Ast}{4} = 1,98 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **5T12 de section 5,65 cm²/ml ; St = 20 cm**

Contrainte de cisaillement :

$$T_{u \max} = q_u \times L + q_{u1} = 12,46 \times 1,55 + 4,16$$

$$T_{u \max} = 23,47 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{23,47 \times 10^3}{100 \times 14,4} = 1,62 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ Condition vérifiée.

Contrainte d'adhérence:

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{23,47 \times 10^3}{0,9 \times 14,4 \times 7 \times 3,77 \times 10^2} = 0,96 \text{ MPa}$$

n : nombre d'armatures longitudinales tendues.

μ : périmètre d'armatures tendues.

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa } (1)$$

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

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

$\tau_{se} = 0,96 < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Vérification des contraintes à l'ELS :

Ce type du balcon est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Le type d'acier utilisé est Fe 400MPa

Dans ces conditions, les vérifications des contraintes simplifiées comme suite :

$$\gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{19,97}{14,19} = 1,41$$

¹ Le précis de calcul page 255

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100}$$

$$\frac{1,41-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46$$

0,236 < 0,46 → Condition vérifiée.

Condition est vérifiée, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton.

Vérification de cisaillement :

$$T_{u \max} = q_u \times L + q_{ul} = 23,47 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{23,47 \times 10^3}{100 \times 14,4} = 1,62 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,10 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ → Condition vérifiée.

III-3-2-Type 2 :

III-3-2-1-calcul des charges :

Charge surfacique et linéaire :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,34) + (1,5 \times 3,5) = 12,46 \text{ kN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique}$$

$$Q_u = 12,46 \times 1 \text{ m} = 12,46 \text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire}$$

$$Q_{ser} = G + Q = 5,34 + 3,50 = 8,84 \text{ kN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique}$$

$$Q_{ser} = 8,84 \times 1 \text{ m} = 8,84 \text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire}$$

Poids propre du mur :

La porte à faux supporte la charge d'un mur en brique à double cloison de 3,06 m de hauteur.

$$G_1 = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 9 \times 0,25 \times 3,06 \times 1 \text{ m} = 6,89 \text{ kN}$$

$$D'où : P_{u \text{ mur}} = 1,35 G_1 = 1,35 \times 6,89 = 9,30 \text{ kN}$$

Poids de l'enduit (intérieur et extérieur) : (couche de 1.5cm)

$$P_{enduit} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = (0,15 + 0,27) \times 3,06 \times 1 \text{ m} = 1,29 \text{ kN}$$

$$D'où : P_{u \text{ enduit}} = 1,35 P_{enduit} = 1,35 \times 1,29 = 1,74 \text{ kN}$$

Charges totales :

$$P_u = P_{u \text{ mur}} + P_{u \text{ enduit}} = 9,30 + 1,74 = 11,04 \text{ kN}$$

$$P_{ser} = P_{mur} + P_{enduit} = 6,89 + 1,29 = 8,18 \text{ kN}$$

III-3-2-2-Calcul du moment max et de l'effort tranchant max :

$$M_{max} = -\frac{Q_U l^2}{2} - P_u l = -\left(\frac{12,46 \times 1,40^2}{2}\right) - (11,04 \times 1,40) = -27,67 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = Q_U l + P_u = (12,46 \times 1,4) + 11,04 = 28,48 \text{ kN}$$

III-3-2-3-Ferraillage :

$$d = 0,9h = 0,9 \times 16 = 14,40 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{27,67 \times 10^3}{100 \times 14,40^2 \times 14,17} = 0,094 < \mu_r = 0,392$$

$$\beta = 0,951$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{27,67 \times 10^3}{0,951 \times 14,40 \times 348} = 5,81 \text{ cm}^2$$

On adopte **7T12** et **$A_{adpt} = 7,92 \text{ cm}^2$** et **$S_t = 15 \text{ cm}$**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,98 \text{ cm}^2$$

Donc, On prend **5T12** ; **$A_{adp} = 5,65 \text{ cm}^2$** ; **$S_t = 20 \text{ cm}$**

III-3-2-4-Vérifications :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 14,40 \times 2,10}{400} = 1,74 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_{adpt} = 7,92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,74 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{28,48 \times 10}{100 \times 14,40} = 0,20 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{28,48 \times 10^3}{0,9 \times 14,40 \times 7 \times 4,4 \times 10^2} = 1,13 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,13 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à l'E.L.S :

$$M_{ser} = -\frac{Q_{ser}l^2}{2} - P_{ser}l = -\frac{8,84 \times 1,40^2}{2} - (8,18 \times 1,40) = -20,12 \text{ kN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 118,8y - 1710,72 = 0 \rightarrow y = 4,78 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4,78^3}{3} + ((15 \times 7,92)(14,40 - 4,78)^2) = 11755,89 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{20,12 \times 10^3}{11755,89} \times 4,78 = 8,18 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 8,18 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{20,12 \times 10^3}{11755,89} \times (14,40 - 4,78) = 198,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 198,42 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à : $F = F_1 + F_2$

Avec :

$$\begin{cases} F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{Pl^3}{3EI} ; \text{Flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left((b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(100 \times 16 \times 8) + (15 \times 7,92 \times 14,4)}{(100 \times 16) + (15 \times 7,92)}$$

$$Y_1 = Y_G = 8,44 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,56 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{b Y_1^3}{3} + \frac{b Y_2^3}{3} + \eta A (d - Y_1)^2 \\ &= \frac{100 \times 8,44^3}{3} + \frac{100 \times 7,56^3}{3} + (15 \times 7,92) \times (14,4 - 8,44)^2 = 38663,06 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,40^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 38663,06} \times \left[\frac{8,84 \times 1,40}{8} \times \frac{8,18}{3} \right] = 0,094 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{140}{250} = 0,56 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,094 \text{ cm} < F_{adm} = 0,56 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

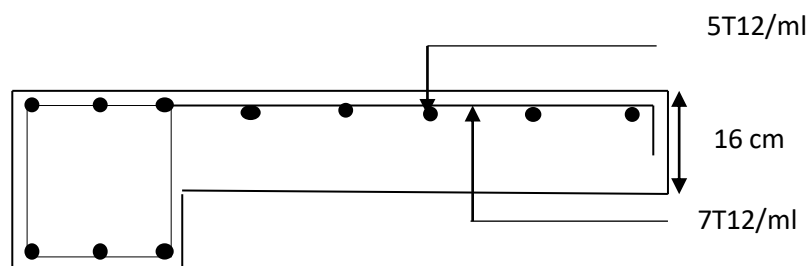


Figure III-6 : Schéma de ferrailage du balcon (Type 1,2)

III-4-les escaliers :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers.

Les escaliers sont constitués par des volées en béton armé reposant sur les paliers coulés en place et sur le poteau noyau le cas d'un escalier hélicoïdale

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier.

Notre bâtiment dispose trois types d'escalier :

Type 1 : escalier a 2 volées se trouve au niveau du RDC

Type 2 : escalier à deux volées se trouve au niveau du 1^{er} étage jusqu'au 8^{ème} étage.

Type 3 : escalier hélicoïdal se trouve au niveau du 7^{ème} étage jusqu'au 8^{ème} étage.

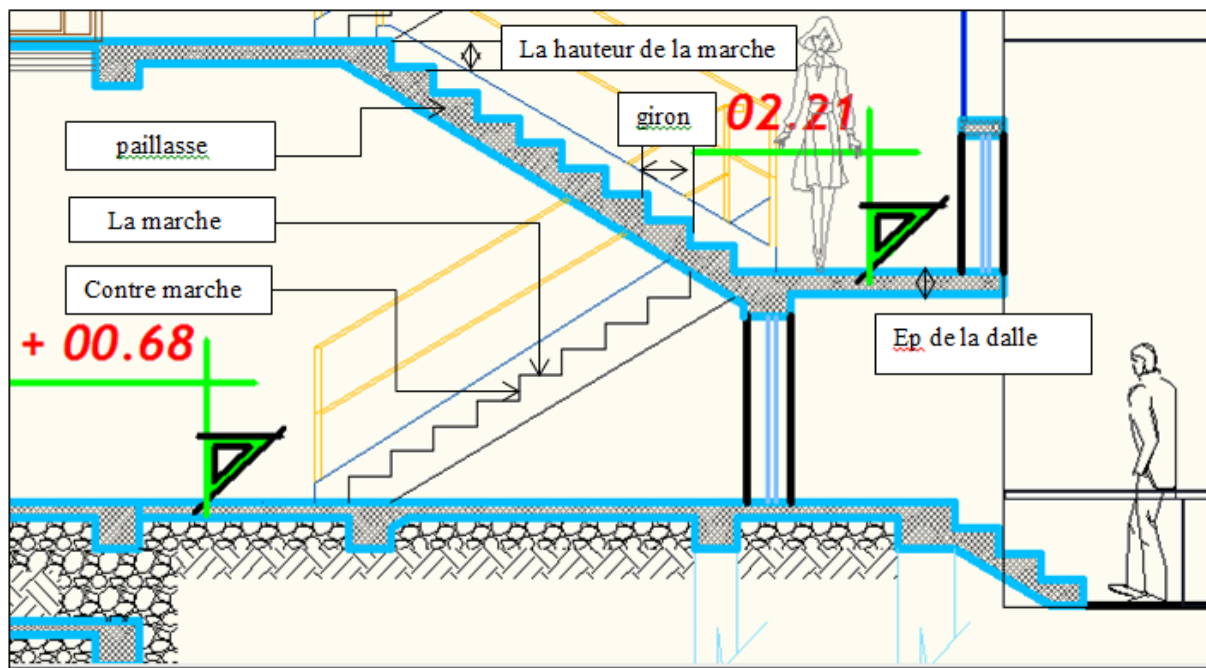


Figure III-7 : schéma descriptif d'un escalier droit

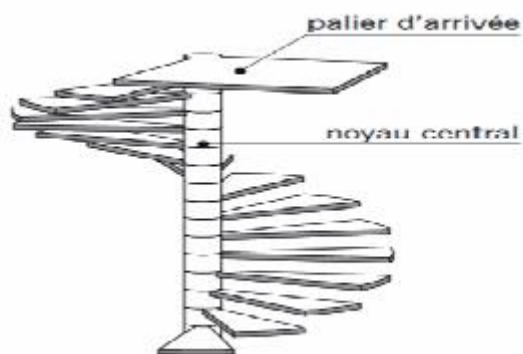


Figure III-8 : schéma descriptif d'un escalier hélicoïdal

III-4-1-Type 1 et 2 :

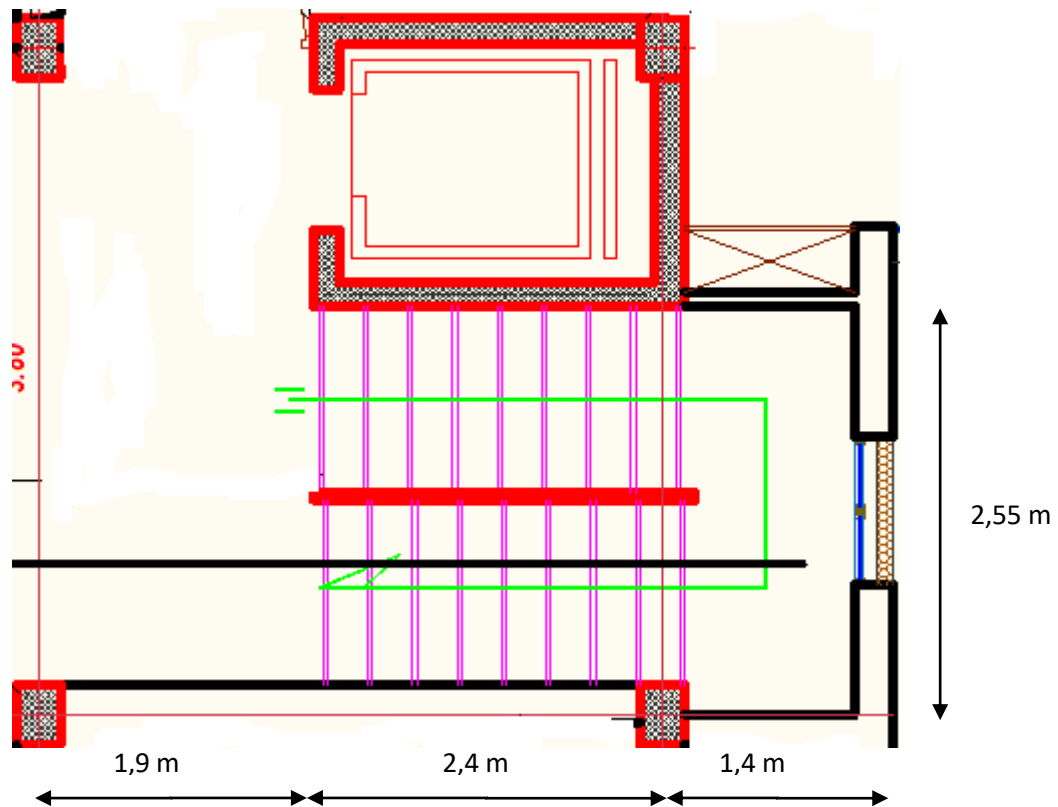


Figure III-9 : vue en plan de l'escalier

Pour calculer un escalier droit en se basant sur la formule suivante :

Selon Blondel :

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

Avec : h : La hauteur de la marche (contre marche)

g : La largeur de la marche.

On prend : $2h + g = 66 \text{ cm} \dots (1)$ (usage publiques)

$$\text{On a : } H = n \times h = \frac{h_e}{2} \text{ et } L = (n - 1)g$$

Avec : H : Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ;

n : Le nombre de contre marche

L : La projection horizontale de la longueur total de la volée.

¹Calcul des ouvrages en béton armé (Belazougui) article IV.1.3 page 207

III-4-1-1-Dimensionnement des marches et contre marches (type 1) :

D'après (1), on a : $He = (3,84 - 0,68) = 3,16 \text{ m}$ et $H = He/2 = 1,58 \text{ m}$

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n-1}$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = \left(\frac{L}{n-1} + 2 \right) \times \frac{H}{n}$$

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

Avec : $m = 66 \text{ cm}$, $H = 1,58 \text{ cm}$ et $L = 240 \text{ cm}$

Donc l'équation (2) devient : $66n^2 - 622n + 316 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 9$ (nombre de contre marche)

Donc : $n - 1 = 8$ (nombre de marche)

$$h = \frac{158}{9} = 17,55 \text{ cm} \rightarrow h = 18 \text{ cm} \text{ et } g = \frac{240}{9-1} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$59 \text{ cm} \leq (2 \times 18) + 30 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} = 66 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée

L'angle d'inclinaison est : $\tan \alpha = \frac{18}{30} = 0,6 \Rightarrow \alpha = 30,96^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,86$

Epaisseur de la volée (e_v) :

$$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{240}{30 \times 0,86} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0,86} \rightarrow 9,30 \leq e_v \leq 13,95$$

$$e_v = 12 \text{ cm}$$

Epaisseur du palier (e_p) :

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,86} = 13,95 \text{ cm}$$

$$e_p = 14 \text{ cm}$$

III-4-1-2-Dimensionnement des marches et contre marches (type 2) :

$he = 3,06 \text{ m}$ et $H = He/2 = 1,53 \text{ m}$

On a $2h+g=64\text{cm}$ (usage d'habitation)

D'après Blondel, on a trouvé :

$n = 9$ (nombre de contre marche)

$n - 1 = 8$ (nombre de marche)

$$h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm} \rightarrow h = 17 \text{ cm et } g = \frac{240}{9 - 1} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

L'angle d'inclinaison est : $\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$

Epaisseur de la volée (e_v) :

$$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{240}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0,87} \rightarrow$$

$$9.20 \leq e_v \leq 13.79$$

$$e_v = 12 \text{ cm}$$

Epaisseur du palier (e_p) :

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{ cm}$$

$$e_p = 14 \text{ cm}$$

III-4-1-3-Descente de charges ⁽¹⁾:

➤ Paillasse :

Tableau III-3 : charge et surcharge du paillasse de l'escalier droit

Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	0,4
Mortier de ciment horizontal	0,02	0,4
Lit de sable	0,02	0,36
Revêtement en carrelage vertical	Revêtement $h \times \frac{18}{30}$	0,24
Mortier de ciment vertical	Mortier $h \times \frac{18}{30}$	0,24
Poids propre de la paillasse	$\frac{e_v}{\cos \alpha} \times 0,25$	3,48
Poids propre des marches	$\frac{h}{2} \times 0,22$	1,98
Enduit en plâtre	0,02 / $\cos \alpha$	0,023

La charge permanente de la paillasse est : $G = 7,12 \text{ kN/m}^2$

La charge d'exploitation de la paillasse : $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur : $\begin{cases} q_u = 13,37 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = 9,62 \text{ kN/m} \end{cases}$

➤ Palier :

Tableau III-4 : charges et surcharge du palier de l'escalier droit

Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	0,4
Mortier de ciment	0,02	0,4
Lit de sable	0,02	0,36
Poids propre du palier	$ep \times 0,25$	3,5
Enduit en plâtre	0,02	0,2

¹ D.T.R.B.C.2.2. charge permanente et d'exploitation

La charge permanente du palier de l'escalier : $G=4,86 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur : $\begin{cases} q_u = 10,31 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = 7,37 \text{ kN/ml} \end{cases}$

III-4-1-4-Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :

$$\frac{q_{paillasse} - q_{palier}}{q_{palier}} = \frac{13,37 - 10,31}{10,31} = 0,296 = 29,6 \% > 10 \%$$

On garde le schéma statique réel.

Les réactions d'appuis :

$$R_b = \frac{(10,31 \times 1,9 \times 0,95) + \left(13,37 \times 2,4 \times \left(\frac{2,40}{2} + 1,9\right)\right) + 10,31 \times 1,4 \times \left(\frac{1,4}{2} + 2,4 + 1,9\right)}{4,3}$$

$$= 44,24 \text{ KN}$$

$$R_a = 21,86 \text{ KN}$$

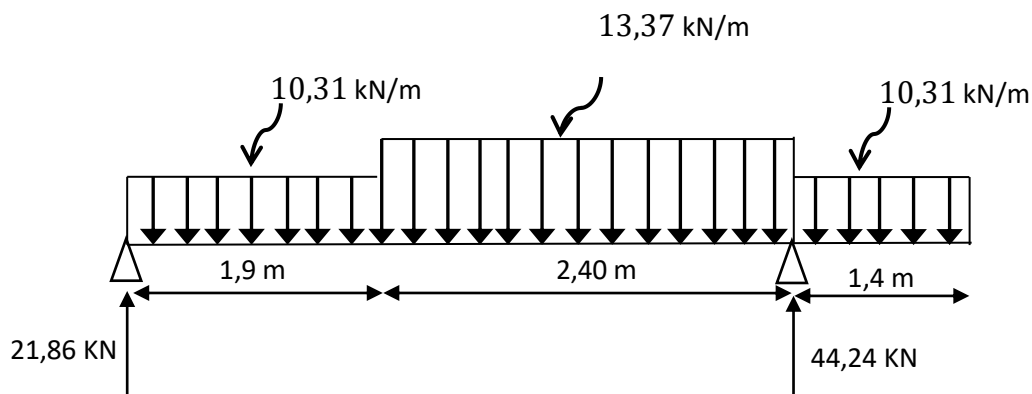


Figure III-10: Schéma statique de l'escalier (type 1,2)

Moment fléchissant max :

$$M(x) = 21,86 x - 10,31 \times 1,9 \times \left(x - \frac{1,9}{2}\right) - 13,37 \left(\frac{(x - 1,9)^2}{2}\right)$$

Position du moment max :

$$\frac{dM}{dx} = \frac{d \left[21,86 x - 19,59 (x - 0,95) - 13,37 \left(\frac{x^2 - 3,8 x + 1,9^2}{2}\right) \right]}{dx}$$

$$= 21,86 - 19,59 - 13,37 x + 25,40$$

$$\rightarrow x = 2,07 \text{ m}$$

Donc :

$$M_{max}(2,07) = 21,86 \times 2,07 - 10,31 \times 1,9 \times (2,07 - 0,95) - 13 \times 37 \times \left(\frac{(2,07 - 1,9)^2}{2}\right)$$

$$M_{max} = 23,12 \text{ kN.m}$$

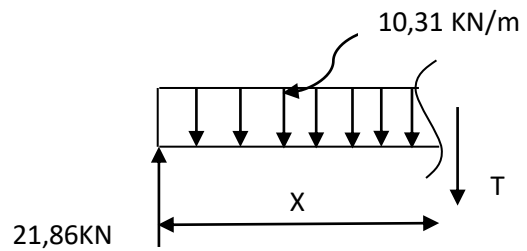
Effort tranchant :

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1,9 \text{ m}$

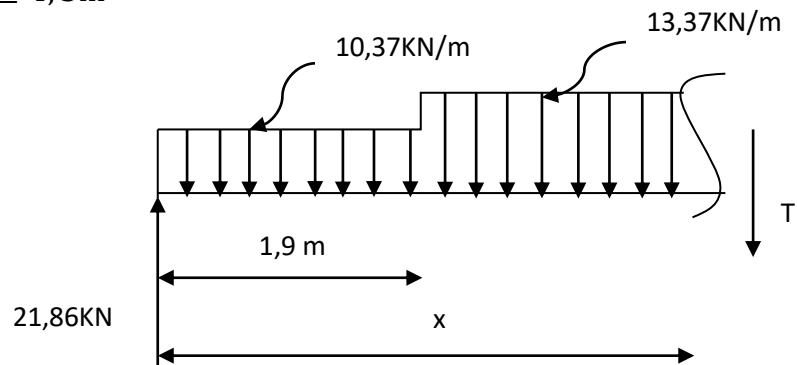
$$T(x) = 21,86 - 10,31 x$$

$$T(0) = 21,86 \text{ KN}$$

$$T(1,9) = 2,27 \text{ KN}$$



Section 2-2 : $1,9 \text{ m} \leq x \leq 4,3 \text{ m}$:

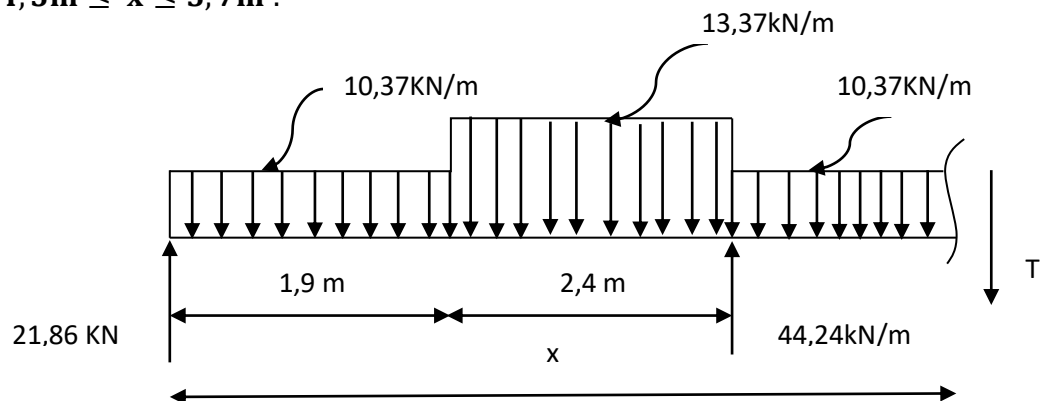


$$T(x) = 21,86 - 10,31 \times 1,9 - 13,37 (x - 1,9)$$

$$T(1,9) = 2,27 \text{ KN}$$

$$T(4,3) = -29,8 \text{ KN}$$

Section 3-3 : $4,3 \text{ m} \leq x \leq 5,7 \text{ m}$:



$$T(x) = 21,86 - 10,31 \times 1,9 - 13,37 \times (2,4) + 44,24 - 10,31(x - 4,3)$$

$$T(4,3) = 14,41 \text{ KN}$$

$$T(5,7) = 0$$

Diagrammes M et T :

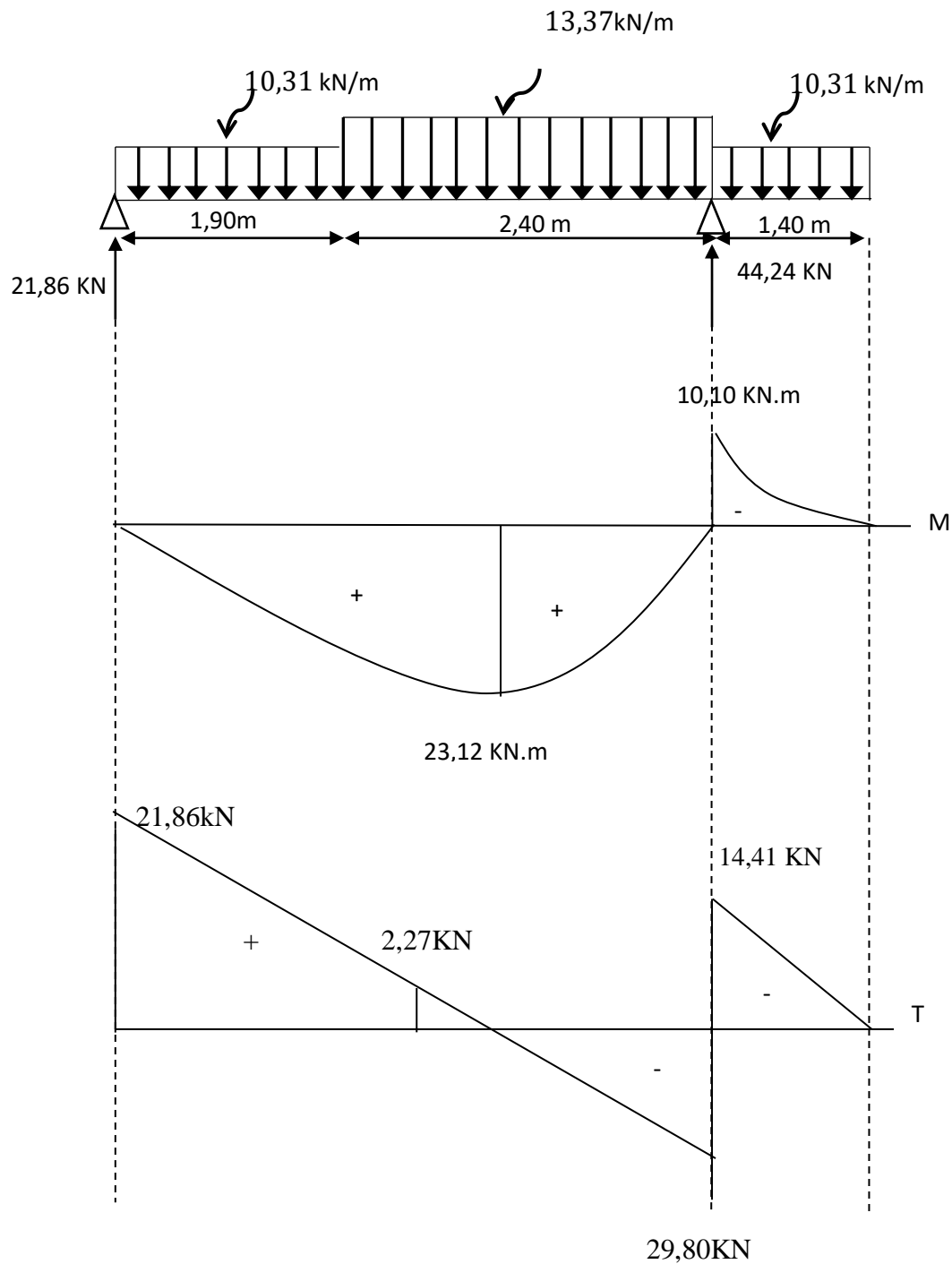


Figure III-11: Diagrammes Moments et efforts tranchant (M,T) de l'escalier (type 1,2)

Calcul des moments maximal en travée à l'E.L.U :

$$\text{On a : } M_{max} = 23,12 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{max} = 18,50 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40 \times M_{max} = 09,25 \text{ kN.m}$$

III-4-1-5-Ferrailage de l'escalier :

• **En travée :**

Le moment ultime :

$$M_t = 18,50 \text{ kN.m ; } h = 12 \text{ cm ; } d = 0,9 h = 10,8 \text{ cm ; } b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{18,50 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,112 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,940$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18,50 \times 10^3}{0,940 \times 10,8 \times 348} = 5,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **7T12** avec : $A_{adm} = 7,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **5T12** avec : $A_{adm} = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

• **Sur appuis :**

$$M_a = 9,25 \text{ kN.m ; } h = 14 \text{ cm ; } d = 0,9 h = 12,6 \text{ cm ; } b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9,25 \times 10^3}{100 \times 12,6^2 \times 14,17} = 0,041 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,9795$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,25 \times 10^3}{0,9795 \times 12,6 \times 348} = 2,15 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **7T12** avec : $A_{adm} = 7,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 5T12 avec : $A_{adm} = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

III-4-1-6-Vérifications :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12,6 \times 2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,24 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min}$$

$$A_{min} = 1,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{29,80 \times 10}{100 \times 12,6} = 0,24 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification au niveau des appuis :

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left((52,20) + \frac{11,24 \times 10^2}{0,9 \times 12,6} \right) = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4,35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

$$M_{t \max} = 16,61 \text{ kN.m} ; \text{ déterminé par méthode des coupures (RDM)}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 14,12 \text{ kN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{t \max} = 6,64 \text{ kN.m}$$

- **En travée :**

$$A_s = 7,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 118,8y - 1283,04 = 0 \rightarrow y = 4,02 \text{ cm}$$

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

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4,02^3}{3} + (15 \times 7,92)(10,8 - 4,02)^2 = 7626,54 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{14,12 \times 10^3}{7626,54} \times 4,02 = 7,44 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 7,44 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Sur appuis :**

$$A_s = 7,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 118,8y - 1496,88 = 0 \rightarrow y = 4,41 \text{ cm}$$

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

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4,41^3}{3} + (15 \times 7,92)(12,6 - 4,41)^2 = 10827,51 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6,64 \times 10^3}{10827,51} \times 4,41 = 2,70 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 2,70 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche ⁽¹⁾ :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{12}{240} = 0,050 > 0,033 \rightarrow \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0057 > 0,005 \rightarrow \text{Condition vérifiée,}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche

¹ Le précis de calcul en béton armé page 293

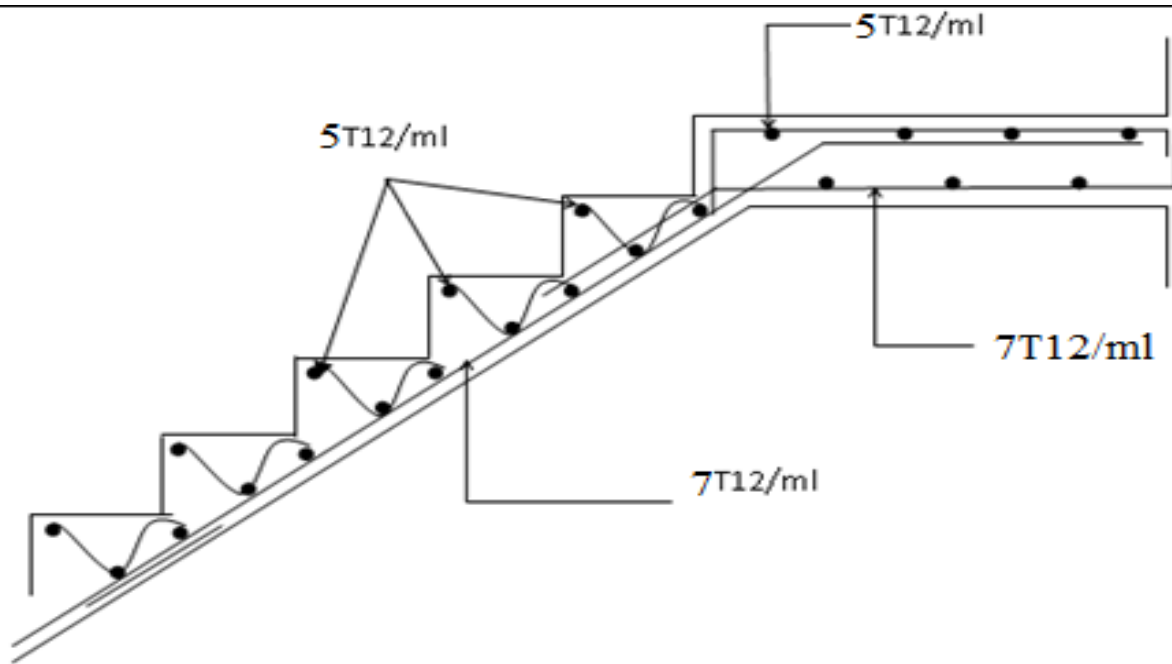


Figure III-12 : disposition du ferrillage d'escalier droit

III-4-1-7-Dimensionnement de La poutre palière :

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{255}{15} \leq h \leq \frac{255}{10} \Rightarrow 17 \text{ cm} \leq h \leq 25,5 \text{ cm}$$

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

$$0,3 d \leq b \leq 0,4 d \Rightarrow 8,1 \text{ cm} \leq b \leq 20,8 \text{ cm}$$

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

Les vérifications des conditions du **R.P.A, 99/2003** ⁽¹⁾:

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

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

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

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

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

$$\text{Réaction du palier : } R_b(\text{Elu}) = 44,24 \text{ kN/ml}$$

¹ R.P.A 99 version 2003 page 69

Réaction du palier : $R_b(El_s) = 31,74 \text{ kN/ml}$

$$Q_u = (1,35 \times (2,25)) + 44,24 = 47,28 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ser} = 2,25 + 31,74 = 34 \text{ KN/m}$$

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

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{47,28 \times 2,55^2}{8} = 38,43 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 32,67 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40 M_0 = 15,37 \text{ kN.m}$$

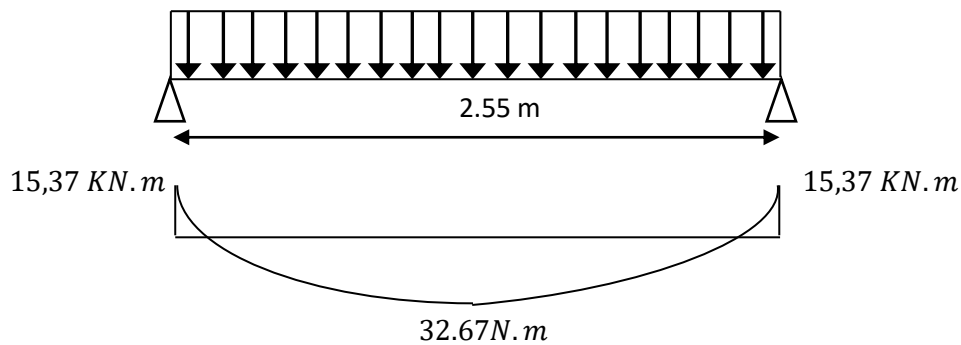


Figure III-13: Schéma statique de la poutre palière

III-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 :

$$M_t = 32,67 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{32,67 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,105 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,9445$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{32,67 \times 10^3}{0,9445 \times 27 \times 348} = 3,68 \text{ cm}^2$$

On prend comme choix **3T12+1T12** avec : $A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2$

- **Sur appuis :**

Le moment ultime :

$$M_a = 15,37 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{15,37 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,050 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,974$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15,37 \times 10^3}{0,974 \times 27 \times 348} = 1,68 \text{ cm}^2$$

On prend comme choix **3T12+1T12** avec : $A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2$

III-4-1-11-Vérifications :

Condition de non fragilité :

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

$$A_s = 3,68 \text{ cm}^2 > A_{min}$$

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

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

$$T = \frac{Q_u \times L}{2} = 60,28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{60,28 \times 10}{30 \times 27} = 0,74 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification au niveau des appuis :

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left((60,28) + \frac{15,37 \times 10^2}{0,9 \times 27} \right) = 3,55 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,55 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

$$M_{t\max} = 27,63 \text{ kN.m} ; \text{ déterminé par méthode des coupures (RDM)}$$

$$M_{t\text{ser}} = 0,85 \times M_{t\max} = 23,49 \text{ kN.m}$$

$$M_{a\text{ser}} = 0,4 \times M_{t\max} = 11,05 \text{ kN.m}$$

• **En travée :**

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 67,8y - 1830,6 = 0 \rightarrow y = 9,02 \text{ cm}$$

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

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 9,02^3}{3} + (15 \times 4,52)(27 - 9,02)^2 = 29257,1 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{23,49 \times 10^3}{29257,1} \times 9,02 = 7,24 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 7,24 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Sur appuis :**

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 67,8y - 1830,6 = 0 \rightarrow y = 9,02 \text{ cm}$$

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

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 9,02^3}{3} + (15 \times 4,52)(27 - 9,02)^2 = 29257,1 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{11,05 \times 10^3}{29257,1} \times 9,02 = 3,41 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 3,41 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{30}{255} = 0,117 > 0,033 \rightarrow \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0056 > 0,0050 \rightarrow \text{Condition vérifiée,}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche

Ferrailage des armatures transversales :

Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 8,57 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \} \Leftrightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

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** ⁽¹⁾ :

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

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

Calcul de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{30}{255} > \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,117 > 0,06 \rightarrow \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{tser}}{10 \times M_{0ser}} \Leftrightarrow \frac{30}{255} > \frac{23,49}{10 \times 27,63} \Leftrightarrow 0,117 > 0,085 \rightarrow \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{4,52}{30 \times 27} \leq \frac{4,2}{400} \Leftrightarrow 0,0056 < 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée,}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

III-4-2-Type 03 :

¹ R.P.A 99 version 2003 page 66

Dans ce type d'escalier, la marche est un élément résistant (marche armé), elle est encastree dans un noyau central (pilier), cette conception est sur tout recommandée dans les escaliers hélice ou lorsqu'il est difficile de placer des poteaux et des poutres dans la cage d'escalier.

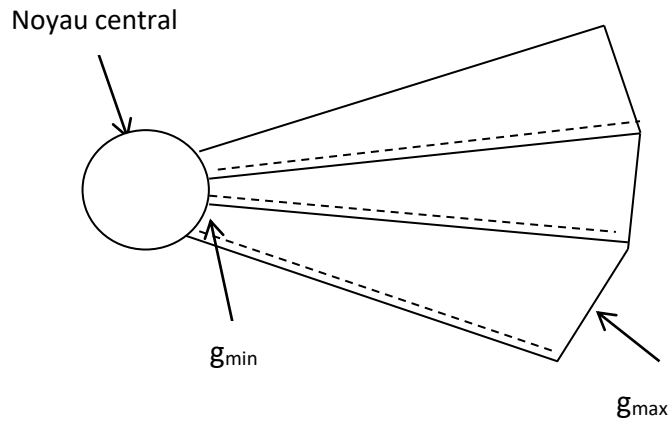


Figure III-14 : schéma d'encastrement de la marche dans un pilier central

III-4-2-1-Etude des marches :

Elles sont calculées à la flexion simple en fonction du moment d'encastrement, la section de la marche est assimilée à une section rectangulaire de largeur (g_{min}) et de hauteur (h_{eq}).

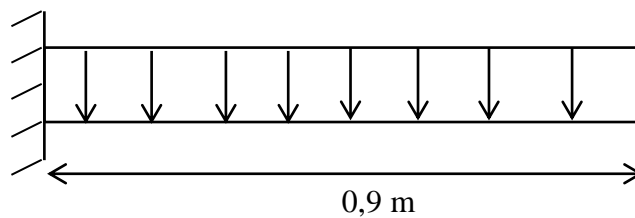


Figure III-15 : schéma statique de la marche (type3)

- La hauteur des marches : $h= 17\text{cm}$.
- La largeur des marches : $g=30\text{ cm}$.
- Epaisseur de la paillasse : $e_{paillasse} = 4\text{ cm}$.

$$\text{Tg}\alpha = h/g = 0.57 \rightarrow \alpha = 29^\circ.54 \rightarrow \cos \alpha = 0.87$$

III-4-2-2 Section de calcul :

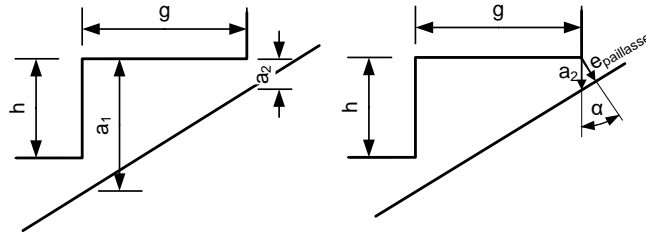


Figure III-16 : Escalier console

$$h_{eq} = \frac{a1 + a2}{2} + \frac{(h + a2) + a2}{2} = \frac{h + 2a2}{2} = \frac{h}{2} + a2$$

$$= \frac{h}{2} + \frac{\text{epaillasse}}{\cos\alpha} = \frac{17}{2} + \frac{4}{0,87} = 13,10 \text{ cm}$$

$$h_{eq} = 13,10 \text{ cm}$$

III-4-2-3-Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :

Tableau III-5 : descente de charges de la marche

Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	0,4
Mortier de ciment horizontal	0,02	0,4
Lit de sable	0,02	0,36
Revêtement en carrelage vertical	Revêtement H X $\frac{17}{30}$	0,23
Mortier de ciment vertical	Mortier h X $\frac{18}{30}$	0,23
Poids propre des marches	$h_{eq} \times \gamma_b \times g$	0,20
Enduit en plâtre	0,02 / $\cos\alpha$	0,023

Poids propre de la marche : $G = h_{eq} \times \gamma_b \times g_{min} = 0,1310 \times 25 \times 0,06$

$$G = 0,20 \text{ KN/m}^2 \text{ avec } g_{min} = 6 \text{ cm}$$

Charge permanente de la marche : $G_t = 1,84 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation : pour l'escalier console d'un bâtiment courant, on considère que la charge d'exploitation est égale au poids de deux personnes par marche soit $150 \text{ kgf} = 1,5 \text{ KN} / \text{marche}$.

Le calcul se fait en flexion simple :

- ELU : $q_u = 1.35G + 1,5 Q = 4.73 \text{ KN/marche}$
- ELS : $q_s = G + Q = 3,34 \text{ KN/marche}$

III-4-2-4-Moment fléchissant max :

- L'ELU :

$$M_{\text{encastrement}} = - \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{4,73 \times 0,9^2}{2} = - 1,92 \text{ KN.m}$$

- L'ELS :

$$M_{\text{encastrement}} = - \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{3,34 \times 0,9^2}{2} = - 1,35 \text{ KN.m}$$

III-4-2-5-Effort tranchant :

$$T = q_u \times l = 4,26 \text{ KN}$$

III-4-2-6-Le ferrailage :

Le moment ultime :

$$M_{\text{enc}} = 1,92 \text{ kN.m} ; h = 13,10 \text{ cm} ; d = 0,9 h = 11,79 \text{ cm} ; b = 6 \text{ cm}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{\text{enc}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1,92 \times 10^3}{6 \times 11,79^2 \times 14,17} = 0,162 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,911$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_{\text{enc}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,92 \times 10^3}{0,911 \times 11,79 \times 348} = 0,47 \text{ cm}^2 / \text{marche}$$

On adopte **3T10** avec : $A_{\text{adm}} = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{marche}$

$$A_r = \frac{A_{\text{adm}}}{4} = 0,59 \text{ cm}^2$$

On adopte **3φ8** avec : $A_{\text{adm}} = 2,01 \text{ cm}^2$

III-4-2-7-Vérifications :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 6 \times 11,79 \times 2,1}{400} = 0,085 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,47 \text{ cm}^2 > A_{min}$$

$$A_{min} = 0,085 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{4,26 \times 10}{6 \times 11,79} = 0,6 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,60 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$M_{enc} = 1,35 \text{ kN.m}$$

$$A_s = 0,34 \text{ cm}^2$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 3y^2 + 5,1y - 60,13 = 0 \rightarrow y = 1,7 \text{ cm}$$

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

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{6 \times 1,7^3}{3} + (15 \times 0,34)(11,79 - 1,7)^2 = 529,04 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1,35 \times 10^3}{529,04} \times 1,7 = 4,34 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 4,33 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{17}{90} = 0,18 > 0,033 \rightarrow \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,025 > 0,005 \rightarrow \text{Condition vérifiée,}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche

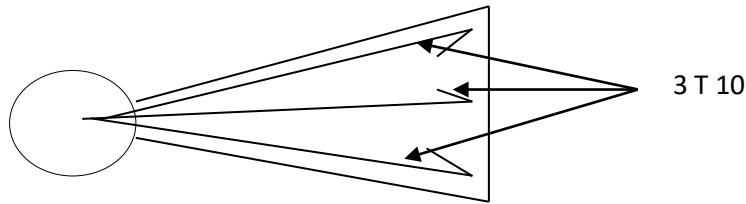


Figure III-17 : Le ferrailage de la marche

III-4-2-8-Etude du noyau central :

Le calcul à été précisé par NICOLSKY, le moment de flexion dans le noyau est sinusoidal le long de sa hauteur ⁽¹⁾:

$$M = \frac{q \times a^3}{3} \left(1 - \cos \pi \frac{x}{h} \right) \text{ avec un maximum pour } x = (2n+1) h$$

$$M_{max} = \frac{2}{3} \times q_u \times a^3$$

Avec :

q étant la charge par m² de projection horizontal, poids et surcharge

a : la longueur de la marche ; a = 90 cm

d : le diamètre du noyau central ; d = 40cm

$$G = 5,06 \times 0,4 = 2,02 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1,5 \times 0,4 = 0,6 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 2,02 + 1,5 \times 0,6 = 3,63 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{max} = \frac{2}{3} \times 3,63 \times 0,9^3 = 1,76 \text{ KN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1,76 \times 10^3}{40 \times 36^2 \times 14,17} = 0,002 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,999$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,76 \times 10^3}{0,999 \times 36 \times 348} = 0,14 \text{ cm}^2$$

On prend comme choix **5T12** avec : $A_{adm} = 5,65 \text{ cm}^2$

¹ Calcul des ouvrages en béton armé page 233

III-5-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).

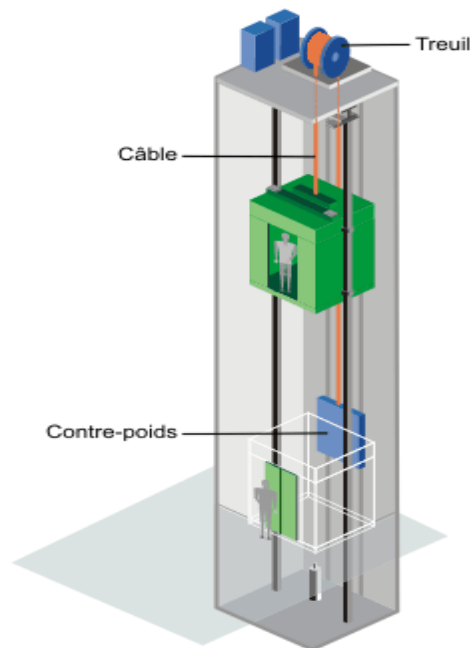


Figure III-18 : schéma d'un ascenseur mécanique

III-5-1-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

III-5-2-Les dimensions :

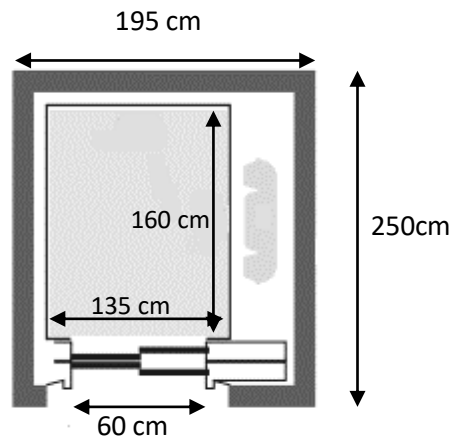


Figure III-19 : Dimensions de la cabine

Tableau III-6 : 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 : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1276,31 + \frac{450}{2} = 2176,31 \text{ kg}$

III-5-3-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 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,

$$\text{Et : } M = Q + P_m + M_g$$

M_g : Poids du câble,

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

$$\text{Donc : } C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (450 + 1276,31) = 20715,72 \text{ kg}$$

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 $d = 12,22$ m et $m = 2$ on a : $C_{r(1\text{ câble})} = 8152$ 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, $m = 0,515$ kg / m ;

n : Nombre des câbles, $n = 2$;

L : Longueur du câble, $L = 28,32$ m

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

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

Vérification de C_r :

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

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

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

$$Q = 450$$
 kg

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6995,42$$
 kg

III-5-4-Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se pioncer 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 $q_u = 6995,42$ kg,

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

Selon le BAEL 91/99 ⁽¹⁾, 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

III-5-5-Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

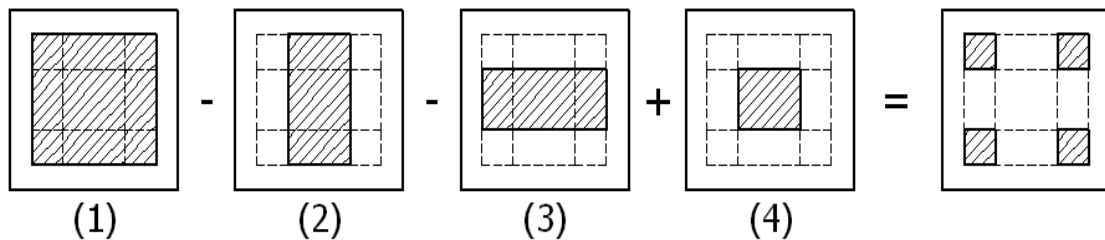


Figure III-21 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

¹ D.T.U règles BAEL91 révisée 99 article A.2.42

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) :

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

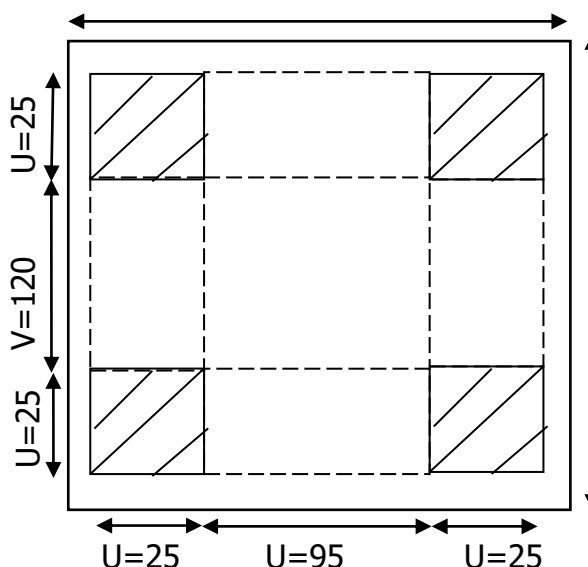


Figure III-22: Dessin montrant la concentration des charges

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,

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

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A (25×25) cm^2 est :

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

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 III-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

M_1 et M_2 tiré du tableau ⁽¹⁾

Les moments dus aux charges concentrées :

¹ Calcul des ouvrages en béton armé page 293

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

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

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 :

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

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 :

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

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

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,

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

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

- **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 :

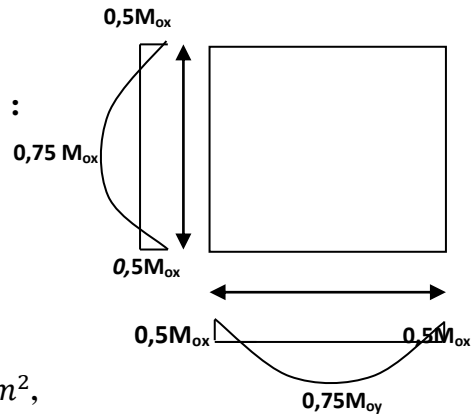


Figure III-23: Moments de la dalle

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

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 :

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

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

Sens L_x :

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

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

Choix des aciers :

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

• **En travée :**

Sens L_x :

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

Sens L_y :

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

• **Sur appuis (chapeaux) :**

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

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 :

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

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

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

$$V_y < V_x$$

On calcul V_v et V_u :

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

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

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

Donc :

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

$$V_{tot} = V_y + V_u = 4,27 + 8,71 = 12,98 kN \quad ; \text{Sens } L_y$$

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

Donc on a :

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

$15 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$; 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,

III-5-8-Vérification à l'E.L.S :

III-5-8-1-Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + vM_2) P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + vM_1) P'_{ser} \end{cases} \text{ avec : } v = 0,2 (E, L, S)$$

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

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

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

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

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

Tableau III-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) :

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

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

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

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

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 :**

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

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} :

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

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

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

III-5-8-4-Disposition du ferrillage :

Arrêt des barres :

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

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

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

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 :

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

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

III-5-9-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 ferrillé 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 ferrillé en deux nappes avec 5T10 / ml soit : $A_{adop} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

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

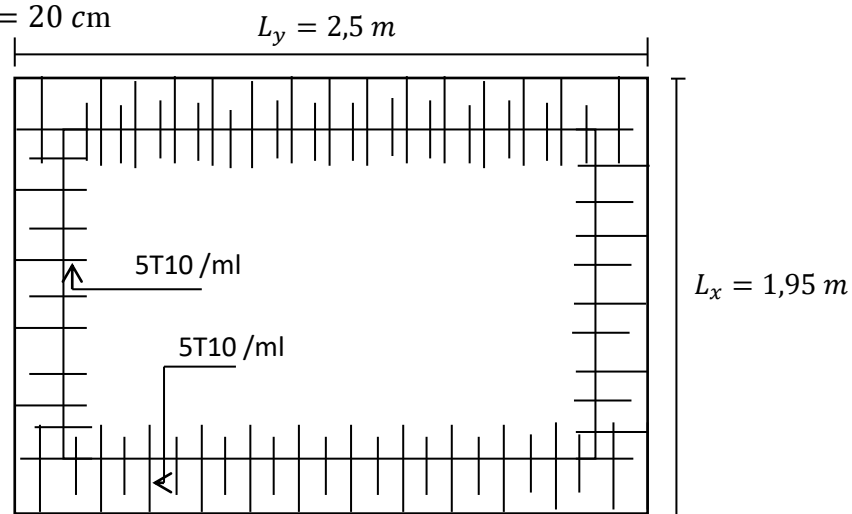


Figure III-24: Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur

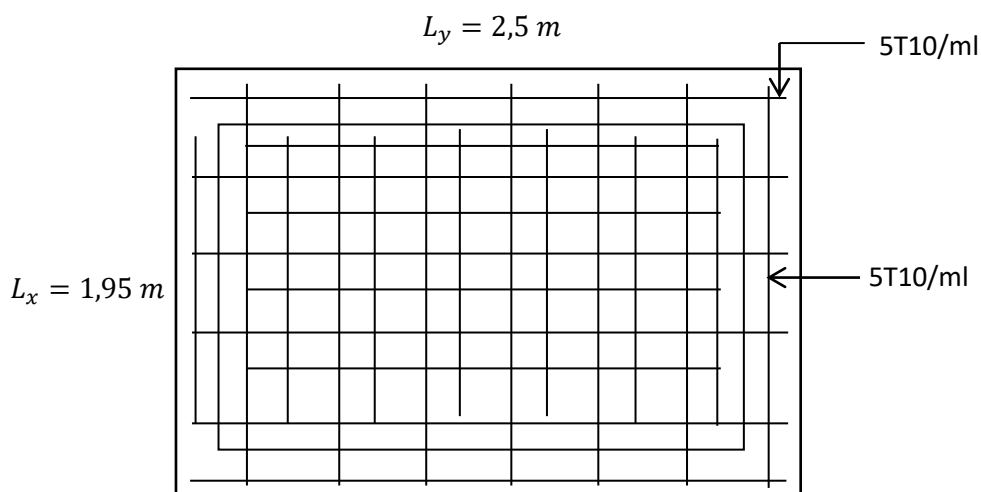


Figure III-25: Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur

Récapitulatif :✚ **L'acrotère :**

Armature principale : $4\phi 6 / ml ; S_t = 25 \text{ cm}$

Armature de répartition : $4\phi 6 : A_s = 1,13 \text{ cm}^2 / ml$

✚ **Les balcons :**

L'épaisseur de la dalle pleine : **16 cm**

Armature principale : $7T12 / ml ; S_t = 15 \text{ cm}$

Armature de répartition : $5T12 / ml$

✚ **L'escalier droit :**

Nombre de marche : **8**

Nombre de contre marche : **9**

L'épaisseur de la paillasse : **12 cm**

L'épaisseur du palier : **14 cm**

Armature principale : $7T12 / ml ; S_t = 15 \text{ cm}$

Armature de répartition : $5T12 / ml ; S_t = 20 \text{ cm}$

✚ **La poutre palière :**

En travée : $3T12+1T12$

Sur appuis : $3T12+1T12$

✚ **L'escalier hélicoïdal :**

La marche : Armature principale : $3T10 / marche$

Armature de répartition : $3\phi 8$

Noyau central : $5T12$

✚ **L'ascenseur :**

En travée : $5T10 / ml ; S_t = 20 \text{ cm}$

sur appuis : $5T10 / ml ; S_t = 20 \text{ cm}$ Suivant L_x et L_y