

Introduction :

D'une manière générale on appelle éléments non structuraux tous éléments qui n'apportent pas à la résistance de l'ouvrage, soit qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, ces derniers peuvent modifier considérablement le comportement de la structure en modifiant la période d'oscillation et en induisant éventuellement une torsion d'ensemble additionnelle, leur destruction présente parfois un grand danger pour la sécurité des personnes (destruction des escaliers chute de balcons, chute de parement de façade, ...etc.) et donner lieu à des désordres importants s'ils ne sont pas conçus pour résister aux sollicitations sismiques, l'ensemble de ses éléments est énuméré comme suit : Escalier ; acrotère ; poutrelle ; balcons, mur, etc....

Le ferrailage de ces éléments s'effectue selon les règles **BAEL91** et les règles parasismique Algériennes en vigueur (**RPA99/version 2003**).

IV.1) Acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment « en bordure de toitures terrasses afin de protéger l'étanchéité et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales » il assure la sécurité en formant un écran pour prévenir toute chute quelle qu'elle soit. Il est réalisé en béton armé soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G vertical et à une surcharge d'exploitation horizontale non pondérée due à une main courante ($N_Q = Q = 1 \text{ KN/m}$) ainsi qu'au séisme qui crée un moment de renversement, il est considéré comme étant une console encastree au plancher terrasse.

L'acrotère a un point faible à l'interface ou se trouve l'encastrement dans le plancher terrasse et c'est pour cette raison le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries ce qui peut provoquer des fissures et des déformations importantes (fissuration préjudiciable) ; Dans ce cas le calcul s'effectue à L'ELU et L'ELS.

L'acrotère correspond à notre structure à une dimension de 60 cm d'auteur et 10 cm d'épaisseur.

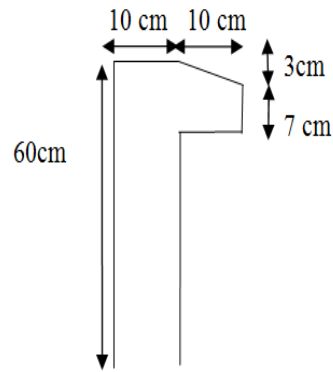


Figure IV-1 : Dimension de l'acrotère.

IV.1.1) Calcul des sollicitations :

► Poids propre :

$$S = \left[\frac{0,03(0,2 + 0,1)}{2} + (0,1 \times 0,5) + (0,07 \times 0,2) \right] = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,0685 \times 25 = 1,71 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,71 \text{ KN/ml}$$

► Effort normal :

Une surcharge due à l'application d'une main courante $Q = 1 \text{ KN/m}$

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,71 = 2,31 \text{ KN/ml}$$

$$N_{\text{ser}} = N_G = 1,71 \text{ KN/ml}$$

► Moment de flexion :

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

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

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

► Effort tranchant :

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

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

$$V_{\text{ser}} = V = 1 \text{ KN}$$

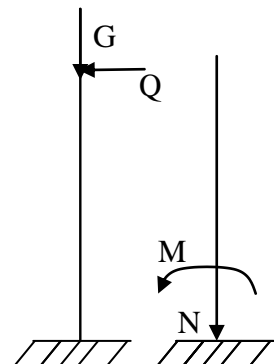
► **Enrobage** : Vu que la fissuration préjudiciable, on prend : $C = C' = 2 \text{ cm}$

► L'excentricité:

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,31} = 0,39 \text{ m}$$

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

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



IV.1.2) Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée:

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 2,31 \times (0,39 + 0,05 - 0,02) = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$((d - c')N_u - M_u) \leq (0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h$$

$$((d - c')N_u - M_u) = (0,09 - 0,02)2,31 - 0,97 = -0,81 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02)14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 = 24,80 \text{ KN.m}$$

$$-0,81 \text{ KN.m} < 24,80 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire

$$b.h = (100 \times 10) \text{ cm}^2.$$

IV.1.3) Calcul du ferrailage (E. L. U. R) :

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,084$$

► Vérification de l'existence des armatures comprimés A' :

$$\mu_1 = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668 \quad ; \quad 1000 \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,0084 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,008 \Rightarrow \beta = 0,996$$

On calcul:

$$\begin{cases} A_{fs} : \text{Section d'armatures en flexion simple;} \\ A_{fc} : \text{Section d'armatures en flexion composée.} \end{cases}$$

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,31 - \frac{2,31 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,25 \text{ cm}^2$$

► Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:**• Les armatures principales :**

$$A_{smin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{(e - 0,45d)}{(e - 0,185d)} \times 0,23 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,71} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm} \quad ; \quad d = 0,9h_t = 9 \text{ cm} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$A_s = \max(A_{su} ; A_{sl} ; A_{min}) = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $4\phi 6 \text{ p.m} \Rightarrow A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25 \text{ cm}$

• **Les armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ On adopte : } A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\phi 6 \text{ p.m}$$

IV.1.4) Vérification des contraintes (E. L. S):

$$M_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,71 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,1}{2} \right) = 0,65 \text{ KN.m}$$

✓ **Position de l'axe neutre:**

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta \cdot A_s (d - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 16,95 y_1 - 152,55 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,59 \text{ cm}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (1,59)^3}{3} + 15 \times 1,130 \times (9 - 1,59)^2$$

$$I = 1064,69 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y_1 = \frac{650}{1064,68} \times 1,59 = 0,97 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,97 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{650}{1064,68} (9 - 1,59) = 67,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 67,86 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

▀ **Contrainte de cisaillement :**

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

$$T = 1,5Q = 1,5 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ Mpa}$$

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

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

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

▀ **Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme:**

D'après le R.P.A 99 (version 2003 Article 6-3), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4.C_p.A.W_p$$

Les coefficients A, C_p et W_p sont obtenus par le RPA99v2003 tableau (6-1)

A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0,10$

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

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 171 \text{ KN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que: $F_p < 1,5.Q.A \Rightarrow F_p = 4 \times 0,10 \times 1,71 \times 0,8 = 0,547 \text{ KN}$

$F_p = 0,547 \text{ KN} < 1,5.Q = 1,5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

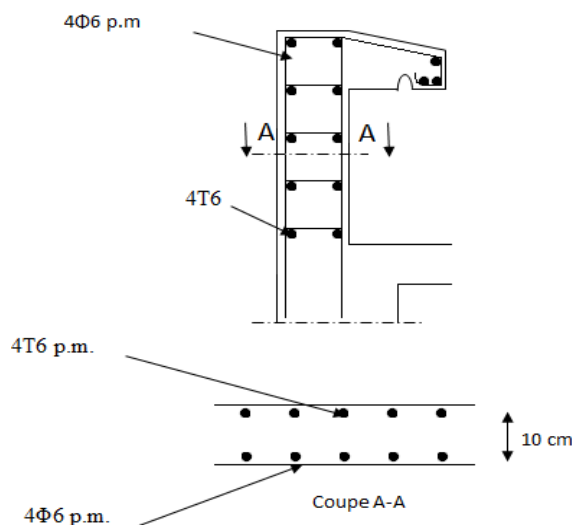


Figure IV.2 : Ferrailage de l'acrotère.

IV.2) Escaliers:

IV.2.1) Introduction:

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

Terminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, et la hauteur d'une marche "h".

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

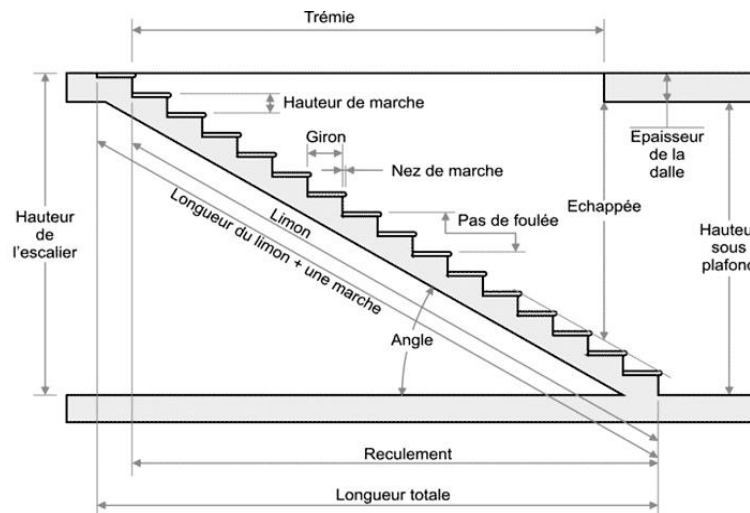


Figure IV-3 : Schéma de l'escalier.

IV.2.2) Dimensions des escaliers:

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

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

h : Hauteur de la marche (contre marche),

g : Largeur de la marche,

On prend : $2h + g \geq 64 \text{ cm}$ ($H = n \cdot h = \frac{h_e}{2}$)

$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$ Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage

$$(H = n \cdot h = \frac{h_e}{2})$$

n : Nombre de contre marches

L : Projection horizontale de la longueur totale de la volée : $L = (n - 1)g$

IV.2.3) Etude d'un escalier à seule volée:

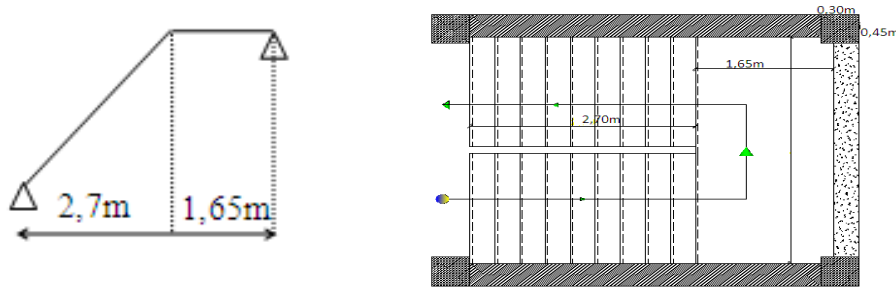


Figure IV-4 : Etude d'un escalier a deux volées.

➤ Dimensionnement des marches et contre marches :

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L = (n - 1)g \Rightarrow g = L/n - 1$$

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

Et puis : $m \cdot n^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots (2)$ Avec : $m = 64$; $H = 323/2 = 161,5\text{cm}$; $L = 270\text{cm}$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 657n + 323 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 10$ « **contre marches** »

Donc le nombre de marche : $n - 1 = 9$ « **marches** »

Puis: $h = \frac{H}{n} = \frac{161,1}{10} = 16,11\text{ cm} \Rightarrow$ On prend : $h = 17\text{cm}$

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{270}{9} = 30\text{ cm}$$

D'après la formule de BLONDEL, on a :

$$2h + g = 64 \Rightarrow g = 64 - 2 \times 17 = 30\text{ cm} ; \text{On prend: } g = 30\text{ m}$$

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

➤ Epaisseur de la pailasse (e_v):

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

$$\frac{270}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{270}{20 \times 0,87} \Leftrightarrow 10,34 \leq e_v \leq 15,52\text{cm} ; \text{on prend: } e_v = \mathbf{12\text{cm}}$$

Epaisseur de palier (e_p):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos(\alpha)} = \frac{12}{0,87} = 13,79\text{cm} \quad ; \text{ on prend: } e_p = \mathbf{14\text{cm}}$$

IV.2.4) Evaluation des charges et des surcharges à (E.LU et E.L.S):

a-Paillasse :

Tableau IV.1 : Les charges et les surcharges supportées par la paillasse

$N = ^\circ$	Désignation	e(m)	Poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,02	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical $C_h \cdot h/g$	–	0,23
5	Mortier de ciment vertical $M_h \cdot h/g$	–	0,23
6	Poids propre de la paillasse : $e_v \times 25/\cos(\alpha)$	0,12	3,44
7	Poids propre des marches : $\sigma_b \cdot h/2$	0,085	1,87
8	Garde-corps	–	0,10
9	Enduit en plâtre	0,015	0,15

Charge permanente : $G = 7,18 \text{ KN/m}^2$

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

$$Q_{U1} = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \times 1\text{m} = 13,44 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser1} = (G + Q) \times 1\text{m} = 6,68 \text{ KN/ml}$$

b-Palier :

Tableau IV.2 : Les charges et les surcharges supportées par le palier.

$N = ^\circ$	Désignation	e (m)	Poids KN/m ²
1	Poids propre du palier	0,14	3,50
2	Carrelage	0,02	0,40
3	Mortier de pose	0,02	0,40
4	Lit de sable	0,02	0,36
5	Enduit de plâtre	0,015	0,15

$$G = 4,81 \text{ KN/m}^2$$

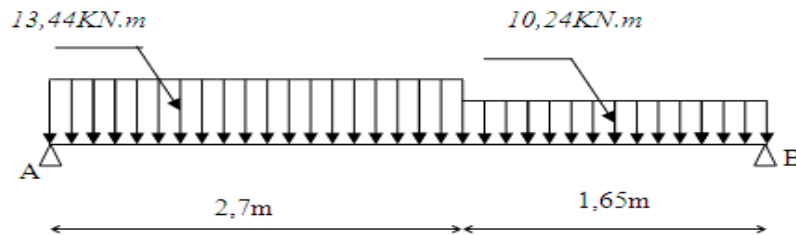
$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{U_2} = (1,35G_2 + 1,5Q_2) \times 1 \text{ m} = 10,24 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{ser2}} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = 7,31 \text{ KN/ml}$$

❖ **Calcul du moment fléchissant et effort tranchant maximal à E.L.U:**

Schéma statique :



❖ **Détermination des réactions :**

$$R_A + R_B = (13,44 \times 2,7) + (10,24 \times 1,35) = 53,18 \text{ KN}$$

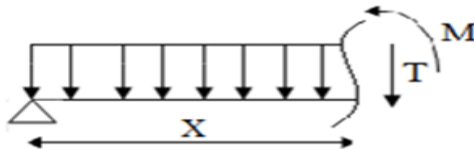
$$\sum M_A = (R_B \times 4,35) - (13,44 \times 2,7 \times 1,35) - (10,24 \times 1,65 \times 3,525)$$

$$R_B \times 4,35 = 108,55 \text{ MN.m} \Rightarrow R_B = 24,95 \text{ KN}$$

$$R_A + 24,95 = 53,18 \Rightarrow R_A = 28,23 \text{ KN}$$

Détermination du moment fléchissant et effort tranchant :

• Cas01 : $0 \leq x \leq 2,7 \text{ m}$:



Effort tranchant :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T + 13,44.x - 28,23 = 0 \Rightarrow T = -13,44.x + 28,23$$

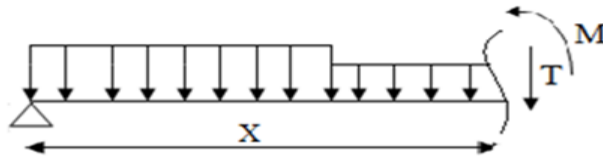
$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \text{ m} \Rightarrow T(0) = 28,23 \text{ KN} \\ x = 2,7 \text{ m} \Rightarrow T(2,7) = -8,06 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Moment fléchissant :

$$\sum M_{(0)} = 0 \Rightarrow M_x + 13,44 \frac{x^2}{2} - R_A \cdot x = 0 \Rightarrow M_x = -(13,44 x^2)/2 + 28,23 \cdot x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \text{ m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2,7 \text{ m} \Rightarrow M(2,7) = 27,23 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• Cas02 : $2,7 \leq x \leq 4,35 \text{ m}$:



Effort tranchant :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T + 13,44 \times 2,7 + 10,24(x - 2,7) - 28,23 = 0 \Rightarrow T = -10,24.x + 19,59$$

$$\begin{cases} x = 2,7\text{m} \Rightarrow T(2,7) = -8,06, \text{KN} \\ x = 4,34\text{m} \Rightarrow T(4,35) = -24,95\text{KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$\sum M_{(0)} = 0 \Rightarrow M_x + 13,44(2,7)(x - 1,35) + 10,24(x - 2,7)^2 / 2 - 28,23.x = 0$$

$$\Rightarrow M_x = -5,12.x^2 + 19,59.x + 11,67$$

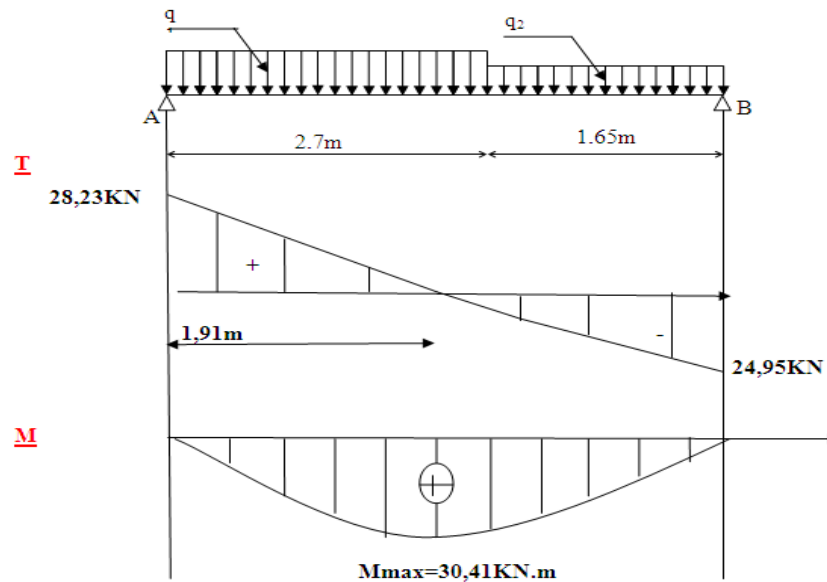
$$\begin{cases} x = 2,7\text{m} \Rightarrow M(2,7) = 27,24\text{KN.m} \\ x = 4,35\text{m} \Rightarrow M(4,35) = 0,0033 \text{KN.m} \approx 0 \text{KN.m} \end{cases}$$

Le moment fléchissant maximal :

$$T(x) = 0 \Rightarrow -10,24.x + 19,59 = 0 \Rightarrow x = 1,91\text{m}$$

$$M_{\max} = -5,12(1,91)^2 + 19,59(1,91) + 11,67 = 30,41\text{KN.m}$$

Diagramme du moment et effort tranchant :



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

$$\text{On a : } M_{\max} = 30,41\text{KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_t = 0,85.M_{\max} = 25,85 \text{KN.m} \\ M_a = 0,4.M_{\max} = 12,15 \text{KN.m} \end{cases}$$

IV.2.5) Ferrailage de l'escalier :

Tableau IV.3 : Les résultats du ferrailage de l'escalier.

Caractéristique	$h_{travée} = 12\text{cm}$ $h_{appui} = 14\text{cm}$	$b = 100\text{cm}$	$F_c E = 400\text{Mpa}$	$\sigma_s = 348\text{Mpa}$	$d_{travée} = 0,9.h = 10,8\text{cm}$ $d_{appui} = 0,9.h = 12,6\text{cm}$		
/	M(KN.m)	μ	β	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{adoptir} (\text{cm}^2)$	$A_r = A_{adoptir}/4$	A_r (adoptée)
Travée	25,85	0,156	0,915	7,52	5T14/ml = 7,70cm ² $S_t = 20\text{cm}$	1,88	4φ10/ml = 3,14cm ² $S_t = 25\text{cm}$
Appui	12,16	0,054	0,972	2,85	5T10/ml = 3,93cm ² $S_t = 20\text{cm}$	0,98	3φ10/ml = 2,36 cm ² $S_t = 33\text{cm}$

IV.2.6) Les vérifications à ' E.L.U:

Tableau IV-4: Les conditions du ferrailage des escaliers.

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	En travée: $A_{min} = [0,23.b.d.f_{t28}/F_c E] = 1,30 \text{ cm}^2$	$A_{adoptir} = 7,70\text{cm}^2 > A_{min}$ Condition vérifiée.
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{28,23}{100 \times 10,8} \times 10 = 0,26 \text{ Mpa}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}) = 3,25\text{Mpa}$	$\tau_u < \bar{\tau} \dots C.V$
Vérification au niveau des appuis	$A_{min} \geq \frac{1,15}{F_e} (Vu + \frac{Ma}{0,9d})$ $A_{min} \geq \frac{1,15}{400} (28,23 \times 10^{-3} + \frac{12,16 \times 10^{-3}}{0,6 \times 12,6 \times 10^{-2}})$ $A_{min} \geq 3,89\text{cm}^2$	$A_{adoptir} 3,93\text{cm}^2 > A_{min}$ Condition vérifiée

IV.2.7) Vérification des contraintes à l'E.L.S:

$$M_{\max} = 19,55 \text{ KN.m (obtenu par R.D.M)}$$

$$M_{t_{\text{ser}}} = 0,85.M_{\max} = 16,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_{\text{ser}}} = 0,4.M_{\max} = 7,82 \text{ KN.m}$$

En travée :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant la contrainte des aciers.

- Section rectangulaire.
- Fissuration peu nuisible : $\alpha \leq (\gamma - 1)/2 + f_{t28}/100$
- Flexion simple
- Acier feE400Mpa

$$\gamma = M_t^u / M_t^{\text{ser}} = (25,85/16,62) = 1,56 \Rightarrow \alpha = (1,56 - 1)/2 + 0,25 = 0,53$$

$$\alpha_t = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,156} \right] = 0,213$$

$$\alpha_t = 0,213 < \alpha = 0,53 \Rightarrow \text{Alors : la vérification du béton n'est pas nécessaire.}$$

Sur appui :

-La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant la contrainte des aciers.

-Section rectangulaire

-Fissuration peu nuisible : $\alpha \leq (\gamma - 1)/2 + f_{t28}/100$

-Flexion simple

-Acier feE400Mpa

$$\gamma = M_a^u / M_a^{\text{ser}} = (12,16/7,82) = 1,56 \Rightarrow \alpha = (1,56 - 1)/2 + 0,25 = 0,53$$

Alors : la vérification du béton n'est pas nécessaire.

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{28,23 \times 10^3}{100 \times 10,8 \times 10^2} = 0,26 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_u = 0,26 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

« Pas de risque de bétonnage c.-à-d. les armatures transversales n'est nécessaires »

Vérification de La flèche:

Selon l'article B651 de BAEL91 on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{12}{270} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{12}{270} \geq \frac{0,85}{10} \\ \frac{7,70}{100 \cdot 10,8} \leq \frac{4,2}{400} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,044 < 0,0625 \dots\dots\dots \text{C.N.V} \\ 0,044 < 0,085 \dots\dots\dots \text{C.N.V} \\ 0,0071 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

Lorsque les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, il faut calculer la flèche.

$$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{F_i}} ; F_v = \frac{M_v \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{F_v}}$$

F_i : Flèche due aux charges de faible durée d'application.

F_v : Flèche due aux charges de longue durée d'application ; avec :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ Mpa} ; E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

$$I_{F_i} = 1,1 \cdot I_0 / (1 + \lambda_i \cdot \mu_i) ; I_{F_v} = 1,1 \cdot I_0 / (1 + \lambda_v \cdot \mu_g)$$

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G

I_{F_i} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

I_{F_v} : Moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

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

$$I_g = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \cdot A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + 15 \cdot A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \Rightarrow I_g = \frac{100 \times 12^3}{12} + 15 \times 7,7 \left(\frac{12}{2} - 7,7 \right)^2$$

$$I_g = 1426,38 \text{ cm}^4$$

$$\text{Avec : } d'' = h - (c + \phi_1 + \phi_2) = 12 - (2 + 1,2 + 1,4) = 7,4 \text{ cm}$$

$$A'_s = 0 \Rightarrow 15 A'_s (h/2 - d')^2 = 0$$

- **Charges prises en comptes :**

$$1\text{-charge avant mise de revêtement : } j = 3,44 \text{ KN/m}^2$$

$$2\text{-charge après mise de revêtement : } g = 7,18 \text{ KN/m}^2$$

$$3\text{-charge total à l'E.L.S : } p = (g + Q) = 9,68 \text{ KN/m}^2$$

- **Calcul des moments correspondants :**

$$M_j = 0,85 \cdot j \cdot L^2 / 8 = 0,85 \times 3,44 \times 2,7^2 / 8 = 2,66 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0,85 \cdot g \cdot L^2 / 8 = 0,85 \times 7,18 \times 2,7^2 / 8 = 5,56 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0,85 \cdot p \cdot L^2 / 8 = 0,85 \times 9,68 \times 2,7^2 / 8 = 7,50 \text{ KN.m}$$

- **calcul des contraintes:**

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A_s \cdot z} = \frac{2,66 \times 10^3}{7,7 \times 9,88} = 34,96 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A_s \cdot z} = \frac{5,56 \times 10^3}{7,7 \times 9,88} = 73,08 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A_s \cdot z} = \frac{7,50 \times 10^3}{7,7 \times 9,88} = 98,58 \text{ Mpa}$$

Avec : $z = d(1 - 0,4\alpha_t)$; $\alpha_t = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,156}) = 0,213$

Donc : $z = 10,8(1 - 0,4 \times 0,213) = 9,88 \text{ cm}$

- **Calcul des coefficients:** f ; λ_i et λ_v

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{7,7}{100 \times 10,8} = 0,0071 \Rightarrow \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t_{28}}}{(2 + 3b_0/b) \cdot f} = \frac{0,05 \times 2,1}{[2 + 3100/100] \times 0,0071} = 2,96 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 2,96 = 1,18 \end{cases}$$

- **Calcul des coefficients (μ_i)**

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \times f_{t_{28}}}{(4 \times f \times \sigma_{si}) + f_{t_{28}}}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t_{28}}}{(4 \times \sigma_{sj} \times f) + f_{t_{28}}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 34,96 \times 0,0071) + 2,1} = -0,19$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times \sigma_{sg} \times f) + f_{t_{28}}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 73,08 \times 0,0071} = 0,12$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t_{28}}}{(4 \times \sigma_{sp} \times f) + f_{t_{28}}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 98,58 \times 0,0071} = 0,25$$

- **Calcul des moments d'inertie après fissuration :**

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \times \mu_i)}; \text{ Avec : } I_0 = I_g = 14626,38 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fj} = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \times \mu_j)} = \frac{1,1 \times 1426,38}{(1 - 2,96 \times 0,19)} = 36766,49 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fg} = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda_g \times \mu_g)} = \frac{1,1 \times 1426,38}{(1 + 2,96 \times 0,12)} = 11872,06 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fp} = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda_g \times \mu_p)} = \frac{1,1 \times 1426,38}{(1 + 2,96 \times 0,25)} = 9246,56 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fv} = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda_v \times \mu_g)} = \frac{1,1 \times 1426,38}{(1 + 1,18 \times 0,12)} = 14093,39 \text{ cm}^4$$

Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:

$$F_i = \frac{M.L^2}{10.E_i.I_{F_i}}$$

$$F_{i_j} = \frac{2,66 \times (2,7)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 36766,49} = 0,02\text{cm}$$

$$F_{i_g} = \frac{5,56 \times (2,7)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 11872,06} = 0,10\text{cm}$$

$$F_{i_p} = \frac{7,50 \times (2,7)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 9246,56} = 0,18\text{cm}$$

$$F_{i_v} = \frac{5,56 \times (2,7)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,86 \times 14093,39} = 0,27\text{cm}$$

$$F_{\text{totale}} = F_{v_g} - F_{i_j} + F_{i_p} - F_{i_g}$$

$$F_{\text{totale}} = 0,27 - 0,02 + 0,18 - 0,10 = 0,33\text{cm}$$

$$F_{\text{totale}} = 0,33\text{cm}$$

Il faut : $F_{\text{totale}} < F_{\text{adm}}$

$$F_{\text{adm}} = \frac{L}{500} = \frac{270}{500} = 0,54\text{cm}$$

$F_{\text{total}} = 0,33\text{cm} < F_{\text{adm}} = 0,54\text{cm}$ Con dition vérifier.

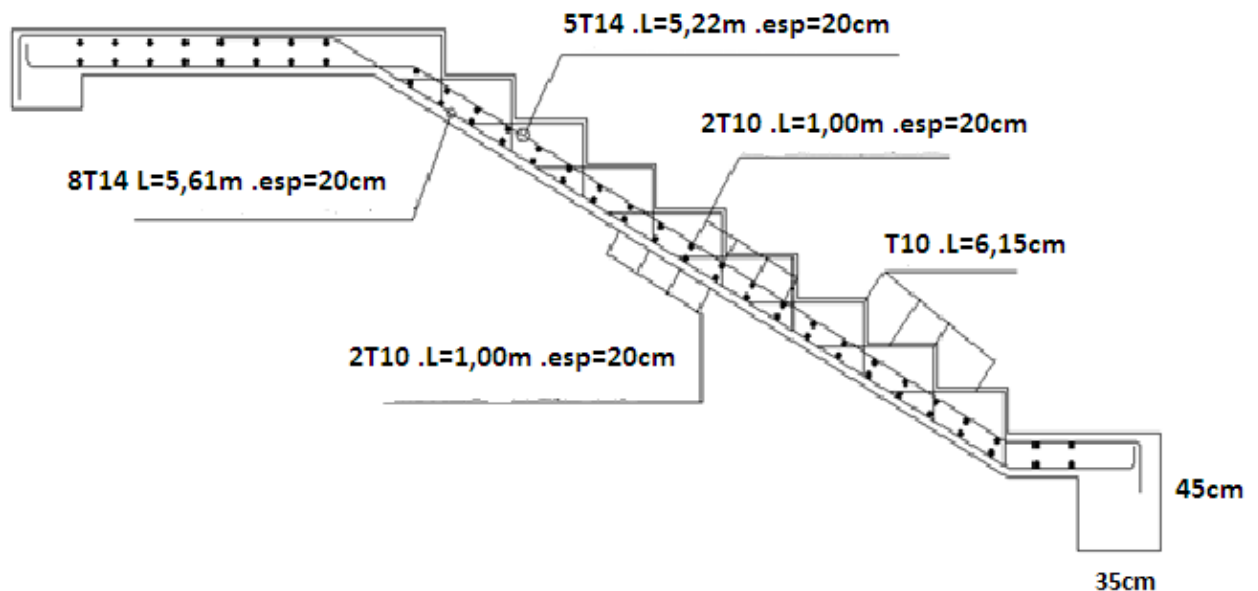


Figure IV-5: Schéma de ferrailage de l'escalier.

IV.2.8) Etude de La poutre palière:

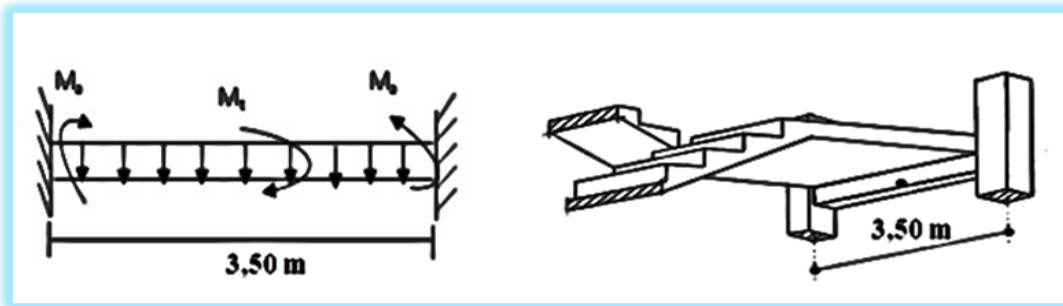


Figure IV-6: Schéma représentatif de la poutre palière.

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

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \Rightarrow h = 30\text{cm}$$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 8,1 \leq b \leq 10,8 \Rightarrow b = 30\text{cm}$$

1. Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifié} \\ 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition véri fié} \\ h/b = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{condition véri fié} \end{cases}$$

2. Charge supportée par la poutre:

-Poids propre de la poutre = $b \cdot h \cdot \sigma_{bc} = 0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25 \text{ KN/m}$

-Poids du mur supporté par la poutre = $9 \times 0,15 \times 1,53 = 2,1 \text{ KN/m}$

-Réaction du palier sur la poutre : $R = 28,23 \text{ KN}$

$$q_u = 1,35(2,25 + 2,1 + 28,23) + 1,5(2,5) = 47,73 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (2,25 + 2,1 + 28,23) + 2,5 = 35,08 \text{ KN/ml}$$

3. Calcul des sollicitations à E.L.U :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 73,09 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_t = 0,85 \times M_0 = 62,13 \text{ KN.m} \\ M_a = 0,4 \times M_0 = 29,24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

4. Ferrailage :

Tableau IV.5 : Les résultats du ferrailage de la poutre palière.

Caractéristique	$b = 30\text{cm}$	$h = 30\text{cm}$	$d = 0,9.h = 27\text{cm}$	$\sigma_s = 348\text{Mpa}$	$F_e E = 400\text{Mpa}$		
	$M[\text{KN.m}]$	μ	β	$A_{\text{cal}} [\text{cm}^2]$	$A_{\text{adoptir}} [\text{cm}^2]$	$A_r = A_{\text{adop}}/4$	A_{radop}
Travée	62,13	0,200	0,887	7,45	$(3T14 + 3T12)/\text{ml} = 8,01\text{cm}^2$ $S_t = 33\text{cm}$	2,003	$3\phi 10/\text{ml} = 2,36\text{cm}^2$ $S_t = 33\text{cm}$
Appuis	29,24	0,094	0,951	3,27	$3T12/\text{ml} = 3,39\text{cm}^2$ $S_t = 33\text{cm}$	0,85	$2\phi 10/\text{ml} = 1,57\text{cm}^2$ $S_t = 50\text{cm}$

5. Vérifications:

 Condition de non fragilité:

$$A_{\min} \geq [0,23.b.d.f_{t28}/F_c] = 0,98\text{cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} A_{st} = 8,01\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,98\text{cm}^2 \\ A_{sa} = 3,39\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,98\text{cm}^2 \end{cases}$$

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

$$M_{\max} = 53,72 \text{ KN.m (obtenu par R.D.M)}$$

$$M_{t_{\text{ser}}} = 0,85.M_{\max} = 45,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_{\text{ser}}} = 0,4.M_{\max} = 21,49 \text{ KN.m}$$

En travée :

-La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant la contrainte des aciers.

-Section rectangulaire-Fissuration peu nuisible : $\alpha \leq (\gamma - 1)/2 + f_{t28}/100$

-Flexion simple

-Acier feE400Mpa

$$\gamma = M_t^u / M_t^{ser} = (62,13/45,66) = 1,36 \Rightarrow \alpha = (1,36 - 1)/2 + 0,25 = 0,43$$

$$\alpha_t = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,2} \right] = 0,282$$

$\alpha_t = 0,282 < \alpha = 0,430 \Rightarrow$ La vérification du béton n'est pas nécessaire.

Sur appui:

-La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant la contrainte des aciers.

-Section rectangulaire

-Fissuration peu nuisible : $\alpha \leq (\gamma - 1)/2 + f_{t28}/100$

-Flexion simple

-Acier feE400Mpa

$$\gamma = M_t^u / M_t^{ser} = (29,24/21,49) = 1,36 \Rightarrow \alpha = (1,36 - 1)/2 + 0,25 = 0,43$$

$$\alpha_a = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,094} \right] = 0,124$$

$\alpha_a = 0,124 < \alpha = 0,430 \Rightarrow$ La vérification du béton n'est pas nécessaire.

7. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{47,73 \times 3,5^2}{2} = 83,53 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{83,53 \cdot 10^3}{300 \times 270} = 1,03 \text{Mpa}$$

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

$$\tau_u = 1,03 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

« Pas de risque de cisaillement ».

8. Vérification de La flèche:

Selon l'article B-6.5.1 de BAEL91 on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{30}{350} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{30}{350} \geq \frac{0,85}{10} \\ \frac{8,01}{30 \cdot 27} \leq \frac{4,2}{400} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,086 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{C.V} \\ 0,086 < 0,085 \dots \dots \dots \text{C..V} \\ 0,0099 \approx 0,010 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

« Donc il est inutile de calculer la flèche ».

9. Calcul Armatures transversales(A_t) :

- **Diamètre des armatures A_t:**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{\min} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \{ 0,86 ; 3 ; 1,2 \} \Rightarrow \phi_t = 0,86 \text{ cm}$$

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

- **Espacement des cadres(S_t) :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) :

Zone nodale : $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_{\min} ; 30 \text{ cm} \right\} \Rightarrow S_t = 5 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

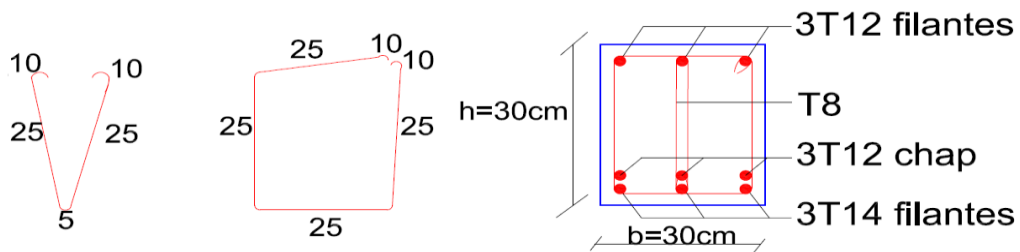
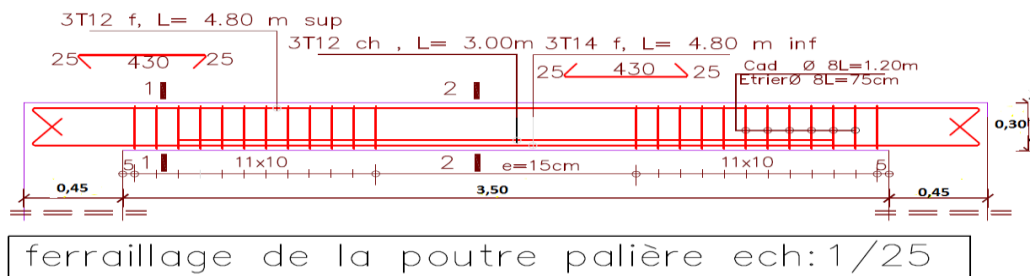


Figure IV-7 : Ferrailage de la poutre palière.

IV.3) Ascenseur :

IV.3.1) Définition :

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

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

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

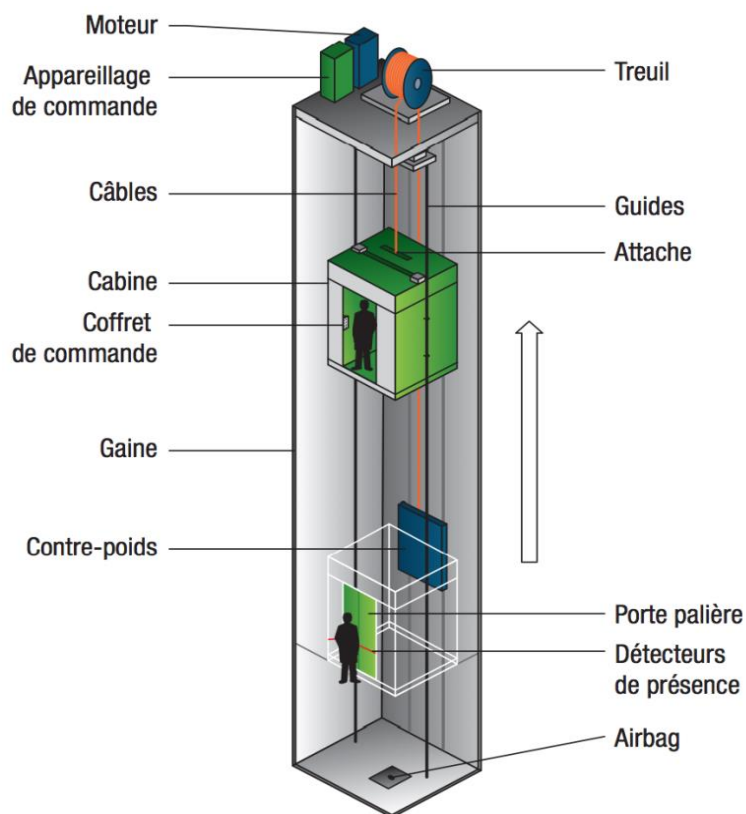


Figure IV-8 : Schéma d'un ascenseur.

IV.3.2) Etude de l'ascenseur :

D'après la norme française (NF–P82–209) répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur.

C'est ainsi que la norme (NF–P82–208) a adopté plusieurs types de cabine selon la charge à transporter, et pour un immeuble à usage d'habitation; On a opté pour un ascenseur de 09 personnes dont la charge maximale est d'environ 630daN , donc les dimensions sont :

- Largeur de la cabine : $L_C = 1,30\text{m}$
- Profondeur de la cabine : $P_C = 1,51\text{m}$
- Hauteur de la cabine : $H_C = 2,20\text{m}$
- Largeur de la gaine : $L_G = 1,50\text{m}$
- Profondeur de la gaine : $P_G = 1,70\text{m}$
- Largeur du passage libre : $L_P = 0,80\text{m}$
- Hauteur du passage libre : $H_P = 2,00\text{m}$
- Epaisseur du voile : $e = 20\text{cm}$
- Hauteur de la cource : $C = 36,72\text{m}$

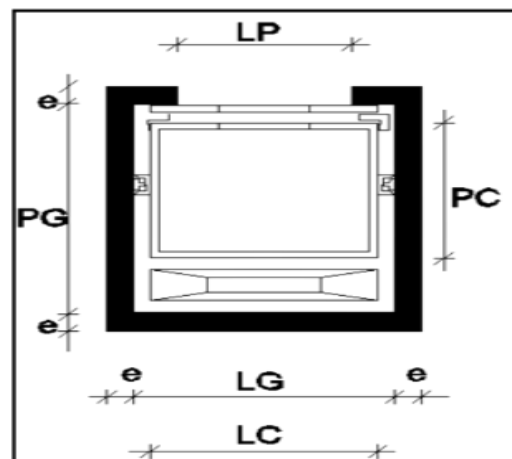


Figure IV-9 : Vue en plan de l'ascenseur et sa dimension.

Remarque :

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à 15cm ; et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à 1 m/s .

IV3.3) Descente de charges :**IV3.3.1) Charges d'exploitation :** 675 daN \Rightarrow pour 09 personnes**IV.3.3.2) Charges permanentes :****a. Masse de la cabine :** est composé de la somme des masses suivantes :**1) Masse des côtés :**La masse de la surface des côtés, augmentée de 10% à raison de 11,5 daN/m² :

$$\begin{cases} S_1 = (L_C + 2.P_C).H_C = (1,30 + 2 \times 1,51) \times 2,20 = 9,50 \text{m}^2 \\ M_1 = (11,5 + 0,1 \times 11,5) \times 9,50 = 120,75 \text{daN} \end{cases}$$

2) Masse du plancher :La masse du plancher à raison de 70 daN/m² pour appareils de 300 à 600 daN de charge :

$$\begin{cases} S_2 = L_C.P_C = 1,30 \times 1,51 = 1,96 \text{m}^2 \\ M_2 = 70 \times 1,96 = 137,41 \text{daN} \end{cases}$$

3) Masse du toit :La masse du toit à raison de 20 daN/m² :

$$\begin{cases} S_3 = L_C.P_C = 1,30 \times 1,51 = 1,96 \text{m}^2 \\ M_3 = 20 \times 1,96 = 39,2 \text{daN} \end{cases}$$

4) Masse de l'arcade :

La masse de l'arcade à raison de partie fixe de 60 daN plus de largeur de cabine de 300 à 600 daN de charge :

$$M_4 = [60 + (60 \times 1,30)] = 138 \text{daN}$$

5) Masse de La porte de la cabine :Partie fixe de 80daN plus 25 daN/m² de surface de porte

$$M_5 = [80 + (25 \times 0,8 \times 2)] = 120 \text{daN}$$

6) Masse du parachute :Parachute à prise amortie $\Rightarrow M_6 = 100 \text{daN}$ **7) Masse des accessoires :** $M_7 = 80 \text{daN}$ **8) Masse des poulies de moulage :**Deux poulies supplémentaires $\Rightarrow M_8 = 30 \times 2 = 60 \text{daN}$

$$P_T = \sum M_i = [120,75 + 137,41 + 39,2 + 126 + 120 + 100 + 80 + 60] = 1058,02 \text{daN}$$

c. Masse du contre poids :

$$M_p = \frac{(P + Q)}{2} = 1058,02 \oplus \frac{675}{2} = 1395,52 \text{daN}$$

d. Masse du câble :

Détermination du diamètre du câble; d'après la norme (NF-P82-210) :

" C_s " Doit être pour cet appareille au minimum 12 et le rapport D/d au minimum 40 et aussi selon l'abaque de détermination de suspentes :

$$D/d = 40 \Rightarrow d = D/40 = 500/40 \Rightarrow d = 12,5\text{mm}$$

$$C_s = 13$$

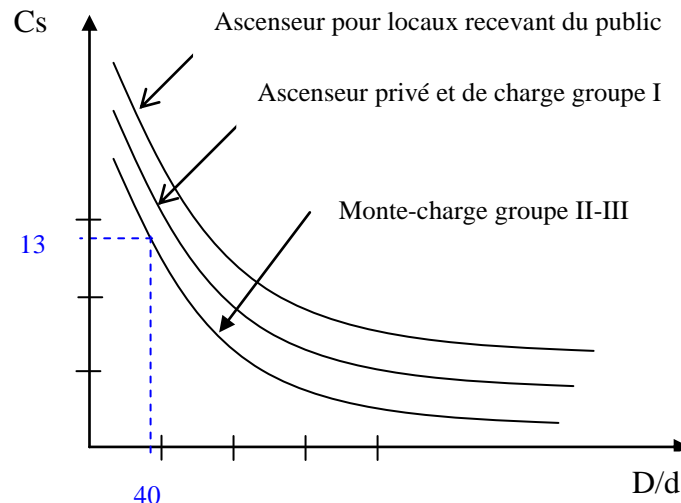


Figure VI-10 : Abaque de détermination de suspentes.

D : Diamètre de la poulie de moulage pris entre 400 et 800 mm

d : Diamètre du câble

C_s : Coefficient de sécurité (abaque de détermination des suspentes)

$$C_s = \frac{C_r}{M} \Rightarrow C_r = C_s \cdot M$$

M : Égal à la somme de la charge utile Q poids mort P et la Masse des câbles qui est considérée comme négligeable par rapport aux deux autres.

4

$$C_r = C_s \cdot M = 13 \times (675 + 1058,02) = 22529,26\text{daN}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale " C_m ", il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égal à 0,85 donc:

$$C_m = \frac{C_r}{0,85} \Rightarrow C_m = \frac{22529,26}{0,85} = 26505,01\text{daN}$$

$$C_m \text{ Égal aussi : } C_r(\text{cable}) \cdot n \cdot m$$

m : Type de moulage brin

n : Nombre de câble

C_r (câble) : Charge de rupture par câble en fonction du diamètre

$d = 12,5\text{mm} \Rightarrow C_r$ (câble) = 8152daN (voire le tableau suivant) :

Tableau IV.6 : Caractéristiques des câbles.

ϕ des câbles (mm)	ϕ des fils (mm)	Section (mm ²)	Masse linéaire M_L (daN/m)	Charge admissible Totale C_r (daN)
7,87	0,5	21,05	0,203	3223
9,48	0,6	30,26	0,293	4650
11,00	0,7	41,27	0,396	6232
12,6	0,8	53,34	0,515	8152
14,2	0,9	67,98	0,656	10805
15,5	1,0	83,84	0,810	12830

$$n = \frac{26505,01}{2 \times 8152} = 1,62 ; \text{ on prend } n = 2 \text{ câbles.}$$

Masse totale des câbles $M_C = M_L \cdot n \cdot C$

M_L : Masse linéaire en fonction du diamètre d'un seul câble

C : C'est la course du câble (hauteur de course) $\Rightarrow C = 22,02 \text{ m}$

$$M_C = 0,515 \times 2 \times 22,02 = 22,68 \text{ daN}$$

c. Masse du treuil : $M_g = 1200 \text{ daN}$

Résumé :

- ◆ Poids mort = 1058,02 daN
- ◆ Masse du câble = 22,68 daN
- ◆ Masse du contre poids = 1395,52 daN
- ◆ Treuil en haut + moteur = 1200 daN

$$\mathbf{G = 3729,18 \text{ daN}}$$

IV.3.4) Combinaisons fondamentales :

$$\text{E.L.U : } q_u = (1,35G + 1,5P) = (1,35 \times 3729,18 + 1,5 \times 675) = 6046,89 \text{ daN}$$

$$\text{E.L.S : } q_s = (G + P) = (3729,18 + 675) = 4404,18 \text{ daN}$$

IV.3.4) Etude du plancher :

a) Vérification de poinçonnement :

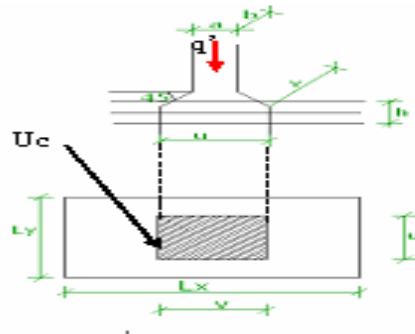


Figure IV-11 : Schéma de la surface d'impact.

Pour chacun des quatre appuis:

$$q_u^a = \frac{q_u}{4} = \frac{6046,89}{4} = 1511,72 \text{ daN}$$

$$q_s^a = \frac{q_s}{4} = \frac{4404,18}{4} = 1101,045 \text{ daN}$$

D'après l'article A.5.2.4 du BAEL91:

$$\text{Si } q_u^a \leq \frac{0,045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b} \Rightarrow \text{les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

Avec:

q_u^a : Charge ultime pour chaque appui;

U_c : périmètre du contour au niveau de feuillet moyen;

h : Epaisseur de la dalle égal à 15cm

U et V : représentent les côtes du rectangle $[U/L_x \text{ et } V/L_y]$ sur lequel la charge Q_u s'applique comme tenu de la diffusion à 45 degré dans le béton.

La surface d'impact (a.b) est de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$U = (a + 2 \cdot h/2) = (10 + 2 \times 15/2) = 25 \text{ cm}$$

$$V = (b + 2 \cdot h/2) = (10 + 2 \times 15/2) = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$q_u^a = \frac{0,045 \times 1000 \times 25 \times 150}{1,5} = 112500 \text{ N} \Rightarrow q_u^a = 1512 \text{ N} < 112500 \text{ N} \dots C.V$$

Donc : la dalle résiste au poinçonnement.

b) Calcul des sollicitations :

L'étude des dalles soumises à des charges localisées sera fait à l'aide des abaques de **Pigeaud** et en plaçant les charges au centre, leurs moments seront :

$$\begin{cases} M_x = q^a \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_y = q^a \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases}$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson qui égal à "0" à l'ELU et "0,2" à l'ELS ;

M_1 et M_2 : Sans dimension sont donnés à partir des rapports (U/L_x et V/L_y) dans les abaques suivants $\zeta = L_x/L_y$

Donc :

$$\begin{aligned} \text{Etat limite ultime de résistance : } & \begin{cases} M_{xu} = q_u^a \times M_1 \\ M_{yu} = q_u^a \times M_2 \end{cases} \\ \text{Etat limite de service : } & \begin{cases} M_{xs} = q_s^a \times (M_1 + 0,2 \times M_2) \\ M_{ys} = q_s^a \times (M_2 + 0,2 \times M_1) \end{cases} \end{aligned}$$

$$\text{La charge au "m}^2\text{" sera : } \begin{cases} Q_u^a = \frac{q_u^a}{U \times V} = \frac{1511,72}{0,25 \times 0,25} = 24187,52 \text{ daN/m}^2 \\ Q_s^a = \frac{q_s^a}{U \times V} = \frac{1101,04}{0,25 \times 0,25} = 17616,72 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$$

Lorsque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante :

Soit pour la (Figure IV.12) une dalle de dimensions ($L_x \cdot L_y$) soumise à une charge concentrique (A) répartie sur un rectangle ($U \cdot V$).

On divise la dalle en rectangles fictifs donnant les charges symétriques :

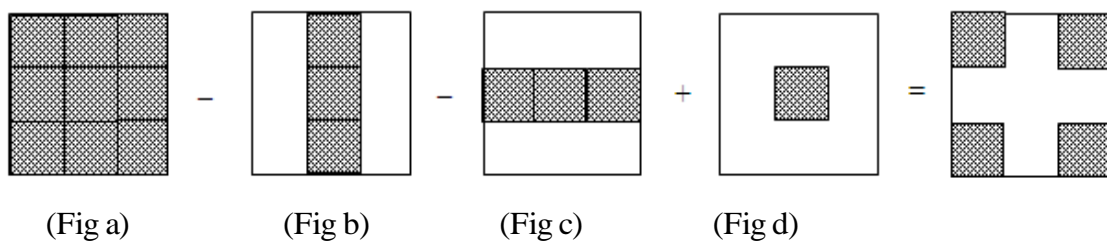


Figure IV-12 : Panneau de calcul de la dalle.

On cherche les moments produits par les rectangles :

$$\begin{cases} I = 4A + 2B + 2C + D \rightarrow (\text{Fig a}) \\ II = 2B + D \rightarrow (\text{Fig b}) \\ III = 2C + D \rightarrow (\text{Fig c}) \\ IV = D \rightarrow (\text{Fig d}) \end{cases}$$

Il est évident que les moments produits par la charge non concentrique "A" seront donnés par :

$$A = (I - II - III + IV)/4$$

$$\zeta = (L_x/L_y) = (1,50/1,70) = 0,88 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle portedans les deux sens.}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{Xc} = (M_{X_I} - M_{X_{II}} - M_{X_{III}} + M_{X_{IV}})/4 \\ M_{Yc} = (M_{Y_I} - M_{Y_{II}} - M_{Y_{III}} + M_{Y_{IV}})/4 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} M_X = (M_1 + v.M_2) \times q_u = (M_1 + v.M_2) \times (4 \times Q^a) \\ M_Y = (M_2 + v.M_1) \times q_u = (M_2 + v.M_1) \times (4 \times Q^a) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_X/4 = (M_1 + v.M_2).Q^a \\ M_Y/4 = (M_2 + v.M_1).Q^a \end{cases}$$

$$Q^a = Q^a \times S \quad \text{et} \quad S = U \times V$$

Remarque :

M_1 et M_2 du tableau suivant sont des coefficients tirés à partir d'un abaque.

Tableau IV.7 : Tableau récapitulatif des résultats :

	I	II	III	IV
U(m)	2,50	2,00	2,50	2,00
V(m)	2,85	2,85	2,35	2,35
S (m ²)	7,125	5,70	5,875	4,70
U/Lx	0,71	0,57	0,71	0,57
V/Ly	0,74	0,74	0,61	0,61
M ₁	0,072	0,079	0,077	0,085
M ₂	0,057	0,062	0,062	0,067
$Q_u^a = Q_a^u \times S$ [N]	172336,080	137868,864	142101,680	113681,344
$Q_s^a = Q_a^s \times S$ [N]	125519,130	100415,304	103498,230	82798,584
$M_x^u = Q_a^u \times M_1$ [N.m]	12408,20	10891,83	10941,83	9662,91
$M_y^u = Q_a^u \times M_2$ [N.m]	9823,16	8547,87	8810,30	7616,65
$M_x^s = Q_a^s \times M_1$ [N.m]	9037,377	7932,809	7969,364	7037,880
$M_y^s = Q_a^s \times M_2$ [N.m]	7154,590	6225,749	6416,890	5547,505
M_{xc}^u [N.m]	237,642			
M_{yc}^u [N.m]	81,633			
M_{xc}^s [N.m]	173,084			
M_{yc}^s [N.m]	59,456			

IV.3.5) Descente des charges :

Dalle machine : ($e_p = 15\text{cm}$) $\Rightarrow G = e_p \times \sigma_{bc} = 0,15 \times 2500 = 375\text{daN/m}^2$

La dalle n'est pas accessible, alors la charge d'exploitation $P = 100\text{ daN/m}^2$

• **Combinaison fondamentale :**

ELU:

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times P$$

$$q_u = (1,35 \times 375) + (1,5 \times 100) = 656,25 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$(q_u \times 1\text{m}) = (656,25 \times 1\text{m}) = 656,25 \text{ daN/ml}$$

ELS:

$$q_s = (G + P) = (375 + 100) = 475 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$(q_s \times 1\text{m}) = (475 \times 1\text{m}) = 475 \text{ daN/ml}$$

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } I_x \\ M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} \rightarrow \text{suivant la direction } I_y \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} M_{xs} = \mu_{xs} \times q_s \times l_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } I_x \\ M_{ys} = \mu_{ys} \times M_{xs} \rightarrow \text{suivant la direction } I_y \end{cases}$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\zeta, \nu)$ et $\zeta = \frac{L_x}{L_y}$

ν : coefficient de poisson $\Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'état limite ultime (béton fissuré)} \\ \nu = 0,2 \text{ à l'état limite de service (béton non fissuré)} \end{cases}$

IV.3.6) Calcul des moments dus aux charges réparties :

ELU :

$$\zeta = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,50}{3,85} = 0,91 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0,0447 \\ \mu_y = 0,8036 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^u = 0,0447 \times 656,25 \times (3,50^2) = 359,346 \text{ daN.m} \\ M_y^u = 0,8036 \times 359,346 = 288,771 \text{ daN.m} \end{cases}$$

ELS :

$$\zeta = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,50}{3,85} = 0,91 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0,0447 \\ \mu_y = 0,8036 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^s = 0,0447 \times 475 \times (3,50^2) = 260,098 \text{ daN.m} \\ M_y^s = 0,8036 \times 260,098 = 209,015 \text{ daN.m} \end{cases}$$

IV.3.7) Moments totaux sollicitant la dalle machine :

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges réparties.

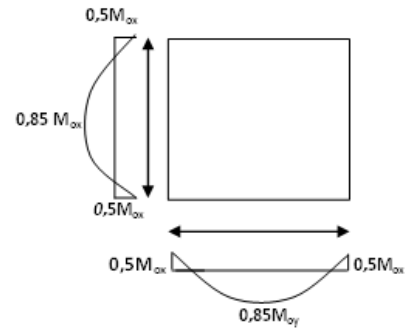


Figure IV-13 : Les moments à la dalle

ELU :

$$\begin{cases} M_{xt}^u = (M_{xc}^u + M_x^u) = (2376,42 + 3593,46) = 5969,88\text{N} \\ M_{yt}^u = (M_{yc}^u + M_y^u) = (816,33 + 2887,71) = 3704,03\text{N} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} M_{xt}^s = (M_{xc}^s + M_x^s) = (1730,84 + 2600,98) = 4331,82\text{N} \\ M_{yt}^s = (M_{yc}^s + M_y^s) = (594,56 + 2090,15) = 2684,71\text{N} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Moment max en travée: } M_t = 0,85 \times M_x^t \\ \text{Moment max en appui: } M_a = -0,5 \times M_x^t \end{cases}$$

IV.3.8) Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur et de hauteur égale à l'épaisseur de la dalle (b.h) = (1m × 0,15) m².

Tableau IV.8: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

		Sens x-x		Sens y-y	
		Travée	Appui	Travée	Appui
Moments	ELUR	4477,41	2984,94	2778,03	2984,94
	ELS	3248,87	2165,91	2013,53	2165,91

Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

Sens X-X :

En travée :

ELU : $M_{tx}^u = 4477,41\text{N.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

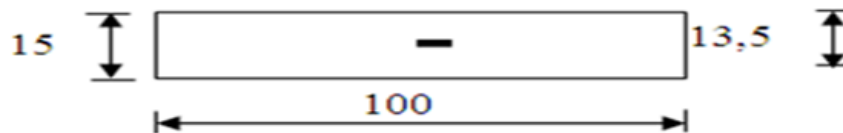


Figure IV-14 : Section de calcul.

$$\mu = 0,036 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas } 1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,046 \Rightarrow \beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,982$$

Détermination des armatures:

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{4477,41}{348 \times 0,982 \times 13,5} = 0,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivante deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28} / F_e = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \times 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(2,01; 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}) \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix des armatures : } \{ 4T10/\text{ml} \Rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; e = 25 \text{ cm} \}$$

ELS :

-La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant la contrainte des aciers.

$$\text{-Section rectangulaire sans } A' \Rightarrow \alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

-Flexion simple

-Acier fe400Mpa

$$\gamma = M_{tx}^u / M_{tx}^s = (4477,41 / 3248,87) = 1,38 \Rightarrow \alpha = (1,38 - 1) / 2 + 0,25 = 0,44$$

$$\alpha_t = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,036} \right] = 0,046$$

$$\text{Donc : } \alpha_t = 0,046 < \alpha = 0,440.$$

Conclusion :

$$-\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} ;$$

-Fissuration peu nuisible ;

\Rightarrow Les armatures calculées en l'ELU sont maintenues (Aucune vérification pour σ_s).

En appuis :**ELU :**

$$M_{ax}^u = 2984,94 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{2984,94}{14,2 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,011$$

$$\mu = 0,011 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,011}) = 0,014$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,994$$

Détermination des armatures:

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{2984,94}{348 \times 0,994 \times 13,5} = 0,64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28} / F_c = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \times 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(0,64 ; 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix des armatures : } \begin{cases} 4T10/\text{ml} \Rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ e = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

ELS :

-La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant la contrainte des aciers.

$$\text{-Section rectangulaire sans } A' \Rightarrow \alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

-Flexion simple

-Acier feE400Mpa

$$\gamma = M_{ay}^u / M_{ay}^s = (2778,03 / 2165,91) = 1,38 \Rightarrow \alpha = (1,38 - 1) / 2 + 0,25 = 0,44$$

$$\alpha_a = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,011}] = 0,014$$

$$\alpha_a = 0,014 < \alpha = 0,440$$

Conclusion :

$$\text{-} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} ;$$

-Fissuration peu nuisible ;

Donc les armatures calculées en l'ELU sont maintenues.

Sens Y-Y :

En travée :

ELU :

$$M_{ty}^u = 2778,03 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{2778,03}{14,2 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,010$$

$$\mu = 0,010 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_t \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha_t = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,010} \right] = 0,012$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,995$$

Détermination des armatures:

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{2778,03}{348 \times 0,995 \times 13,5} = 0,59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28} / F_e = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \times 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(0,59 ; 1,63) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix des armatures : } \begin{cases} 4\text{T}10/\text{ml} \Rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ e = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

ELS :

-La fissuration est considérée comme **peu nuisible**, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant la contrainte des aciers.

$$\text{-Section rectangulaire sans } A' \Rightarrow \alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

-Flexion simple

-Acier feE400Mpa

$$\gamma = M_{ax}^u / M_{ax}^s = (2778,03 / 2013,53) = 1,38 \Rightarrow \alpha = (1,38 - 1) / 2 + 0,25 = 0,44$$

$$\alpha_t = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,010} \right] = 0,012$$

$$\alpha_t = 0,012 < \alpha = 0,44$$

Conclusion :

$$\text{-} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} ;$$

-Fissuration peu nuisible ;

Donc les armatures calculées en l'ELU sont maintenues (Aucune vérification pour σ_s)

En appuis :

ELU :

$$M_y^a = 2984,94 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{2984,94}{14,2 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,012$$

$$\mu = 0,012 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha_a = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,012} \right] = 0,015$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,994$$

Détermination des armatures:

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{2984,94}{348 \times 0,994 \times 13,5} = 0,64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

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

$$A_a = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(0,64; 1,63) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix des armatures : } \begin{cases} 4\text{T}10/\text{ml} \Rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ e = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

ELS :

-La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant la contrainte des aciers.

$$\text{-Section rectangulaire sans } A' \Rightarrow \alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

-Flexion simple

-Acier fe400Mpa

$$\gamma = M_{ax}^u / M_{ax}^s = (2984,94 / 2165,91) = 1,38 \Rightarrow \alpha = (1,38 - 1) / 2 + 0,25 = 0,44$$

$$\alpha_a = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,012} \right] = 0,015$$

$$\alpha_a = 0,015 < \alpha = 0,44$$

Conclusion :

$$-\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{MPa} ;$$

-Fissuration peu nuisible ;

Les armatures calculées en l'ELU sont maintenues (Aucune vérification pour σ_s).

Vérification du cisaillement :

$$\tau_U = \frac{T}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28}$$

$$T_{\max} = q'_u + q_u \cdot \frac{L_x}{2} = 12500,9 + (15117,2 \times \frac{3,5}{2}) = 38956 \text{N}$$

$$\tau_u = \frac{38956}{100 \times 13,5 \times 100} = 0,29 \text{Mpa}$$

$$\tau_U = 0,29 \text{Mpa} < \bar{\tau}_U = 1,25 \text{Mpa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_d}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 \cdot M_x} \\ \rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{350} = 0,04 > \frac{4477,41}{20 \times 3594,46} = 0,01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier} \\ \frac{3,14}{100 \times 13,5} = 0,0023 < \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier} \end{array} \right.$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées, la flèche n'est pas nécessaire.

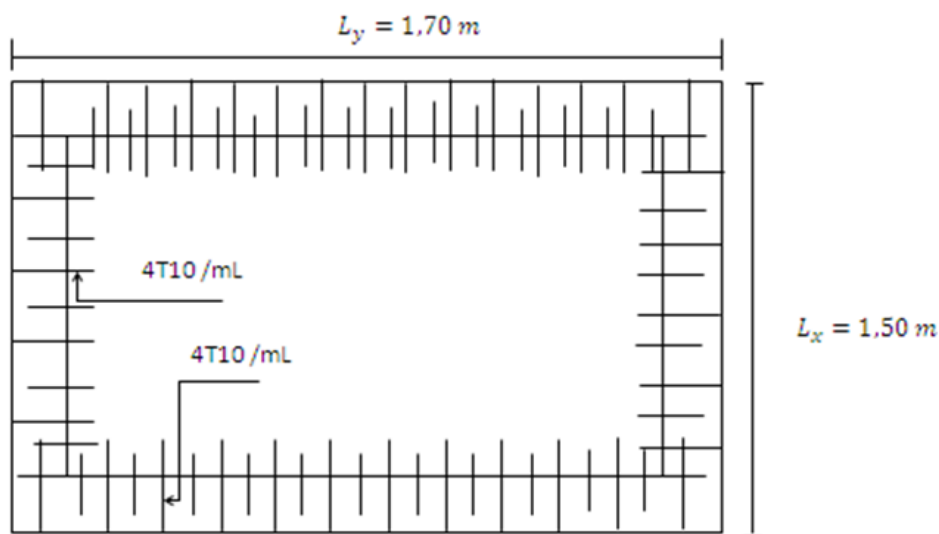


Figure IV-15 : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.

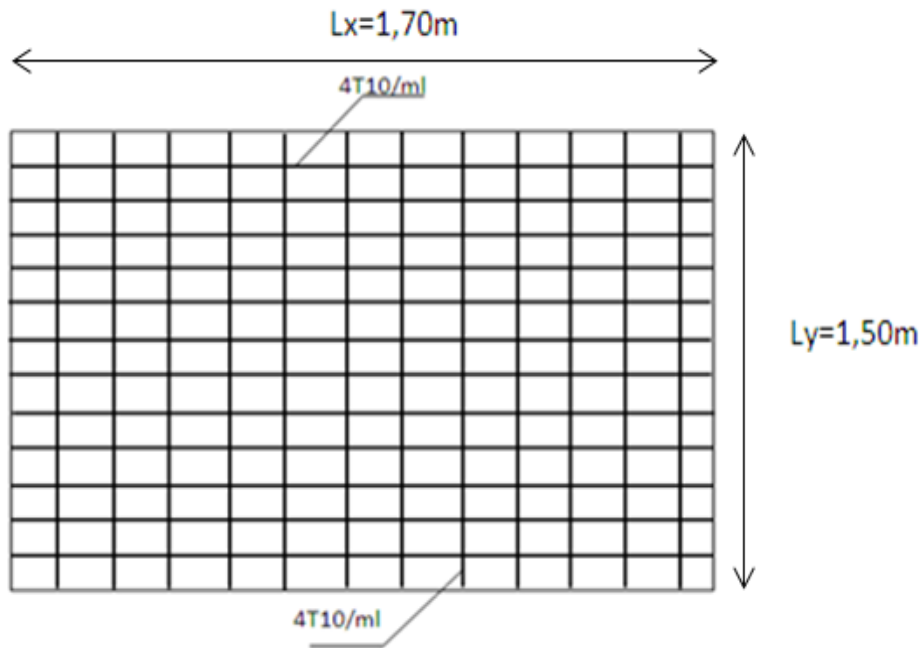


Figure IV-16 : Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur.

IV.4) Balcon :

Introduction:

Le balcon est un élément d'architecture en corps creux, ou en dalle pleine constituée par une avancée du plancher libre sur trois cotés encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Classer en plusieurs types selon deux critères :

- Critère architecturale : sont classer en fonction de leurs destination (auvent ; loggia ; séchoir).
- Critère de résistance : sont classer en fonction des conditions aux appuis (en console ; sur trois appuis aux quatre appuis)

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

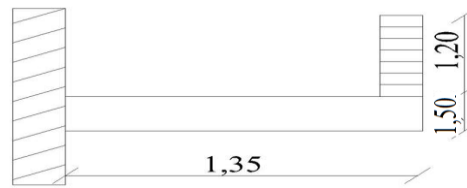
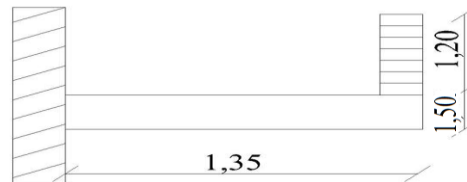
-Résistance à la flexion $h_0 \geq \frac{L_x}{20}$

-Isolation acoustique $h_0 \geq 12cm$.

-Sécurité en matière d'incendie :

- e= 07 cm pour une heure de coup de feu.
- e=11cm pour deux heures de coup de feu. ➔ On admet : e =11 cm, pour 2 heures
- e=17,5 cm pour quatre heures de coup de feu.

Donc on prendre comme épaisseur des balcons **$h_0 = 15 \text{ cm}$**

IV.4.1) Les types du balcon:**Terrasse:****Étage courant:**

L_x : la longueur suivants l'encastrement à la poutre ; $L_x = 1,47\text{m}$

L_y : la longueur suivants l'encastrement à la poutre ; $L_y = 1,60\text{m}$

IV.4.2) Descente de charge :

Tableau IV.9 : La Descente du charge du balcon étage courant

Désignation	Épaisseur (m)	Densité KN/m ³	Poids KN/m ²
1- Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2- Mortier de pose	0,015	20	0,30
3- Lit de sable	0,015	17	0,25
4- Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
6- Enduit en ciment	0,015	18	0,27
		ΣG	4,97 KN/m ²
		Q	3,5 KN/m ²

les charges surfacique et linière :

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = (1,35 \times 4,97) + (1,5 \times 3,5) \times 1\text{m} = 11,95\text{KN/m}_l$$

$$Q_{ser} = G + Q \times 1\text{m} = (4,97 + 3,5) \times 1\text{m} = 8,47 \text{ KN/m}_l$$

Calcul de la charge concentrée:

Poids propre du mur : le balcon supporte la charge d'un mur en brique creuse de 1.20m de hauteur et de 10cm d'épaisseur son poids propre est calculé de la manière suivant :

$$P_m = (\delta \times b \times h) \times 1\text{m} = (9 \times 0,10 \times 1,20) \times 1\text{m} = 1,08 \text{ KN}$$

Enduit en ciment :

$$P_{\text{Enduit}} = (\delta \times b \times h) \times 1\text{m} = (18 \times 0,02 \times 1,20) \times 1\text{m} = 0,43 \text{ KN}$$

La charge totale : $P = P_{mur} + P_{Enduit} = 1,08 + 0,43 = 1.51 \text{ KN}$

$P_u = 1,35P = 1,35 \times 1.51 = 2.038 \text{ KN}$

$P_s = 1.51 \text{ KN}$

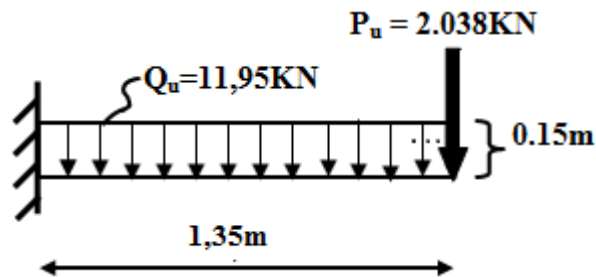


Figure IV-17 : schéma du balcon étage courant

Le calcul de la dalle du balcon consiste à étudier une bande de 1m de longueur et d'épaisseur $e = 0,15\text{m}$.

Calcul du moment maximal et de l'effort tranchant :

Le calcul se faire pour une bande de 1m linière

$$M_{\max} = \frac{Q_u L^2}{2} - P l; T_{\max} = Q_u l - P$$

Les Resultats obtenus:

$$E.L.U : \begin{cases} T_{\max} = 14,09 \text{ KN} \\ M_{\max} = 8,13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$E.L.S : \begin{cases} T_{\max} = 9,40 \text{ KN} \\ M_{\max} = 4,96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,50 \text{ cm}$$

IV.4.3) Ferrailage:

Tableau IV.10 : tableau de ferrailage du balcon

M (KN.m)	μ	β	A'	A_{cal}	$A_{adpt} (cm^2/ml)$	$A_r = \frac{A_s}{4}$	$A_{adpt} (cm^2/ml)$
8,13	0,315	0,804	0	2,15cm ²	3T12 $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$	$A_r = 0,85 \text{ cm}^2$	3T8 $A_s = 1,51 \text{ cm}^2$

IV.4.4) Vérifications :

Condition de non fragilité :

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

$A = 3,25 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$ condition Vérifiée.

Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{14,09 \times 10}{13,5 \times 100} = 0,10 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,10 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \text{..(fissuration préjudiciable)}$$

$$1) \tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

2) Il n'y a pas de reprise de bétonnage, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{14,09 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 3 \times 3,14 \times 10^2} = 1,23 \text{ MPa}$$

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

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

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

$$\tau_{se} = 1,23 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

La vérification des contraintes à l'E.L.S:

$$Q_{ser} = G + Q = 8,47 \text{ KN.ml} \quad \text{et} \quad P_{ser} = 1,51 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 4,96 \text{ KN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre:

$$by^2/2 - 15As(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 50,85y - 686,475 = 0 \Rightarrow y = 3,23 \text{ cm} \text{ (position de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée)}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta As(d - y_1)^2 = \frac{100 \times (3,23)^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (13,5 - 3,23)^2$$

$$I = 6486,57 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{4,96 \times 10^3}{6486,57} \times 3,23 = 2,47 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,47 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c v}$$

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

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

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) \text{MPa} = 202 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{4,96 \times 10^3}{6486,57} (13,5 - 3,23) = 117,80 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 117,80 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

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

$$F = F_1 + F_2 \text{ avec: } F_1 = \frac{QL^4}{8EI} \dots \dots \dots \text{ flèche due à la charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{PL^3}{3EI} \dots \dots \dots \text{ flèche due à la charge concentrée.}$$

Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times h / 2 + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 15 \times 7,5 + 15 \times 3,39 \times 13,5}{100 \times 15 + 3,39 \times 15} = 7,70 \text{cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,70 \text{cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,3 \text{cm.}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A (d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100(7,7)^3}{3} + \frac{100 \times (7,3)^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (13,5 - 7,7)^2 = 29895,594 \text{cm}^4$$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right]$$

$$F = \frac{1,35^3}{32164,2 \times 10^{-5} \times 29895,594} \left[\frac{8,47 \times 1,35}{8} + \frac{1,51}{3} \right] = 0,11 \text{cm}$$

$$F = 0,11 \text{cm}$$

$$F_{ad} = L / 250 = 135 / 250 = 0,54 \text{cm}$$

$$F_{cal} = 0,11 < F_{ad} = 0,54 \text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$