

IV-1-Introduction :

les éléments 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 soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

IV-2-Acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Elle sera calculée comme étant une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible. L'étude sera faite sur une bande de 1,00 ml.

L'acrotère sera calculé à la flexion composée sous l'effet d'un effort normal dû au poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge de la main courante estimée à :

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

IV-2-1-Calcul des sollicitations :**Poids propre de l'acrotère :**

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

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

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

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

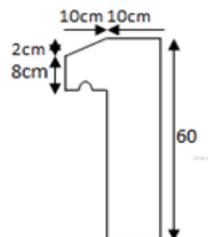


Figure IV-1:Acrotère.

➤ 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.

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

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 ; $d = 0.9 \times h = 0.9 \times 10 = 9 \text{ cm}$

σ_{bc} : contrainte du compression de béton :

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

BAEL91 mod 99 page: 25

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

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

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

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

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

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

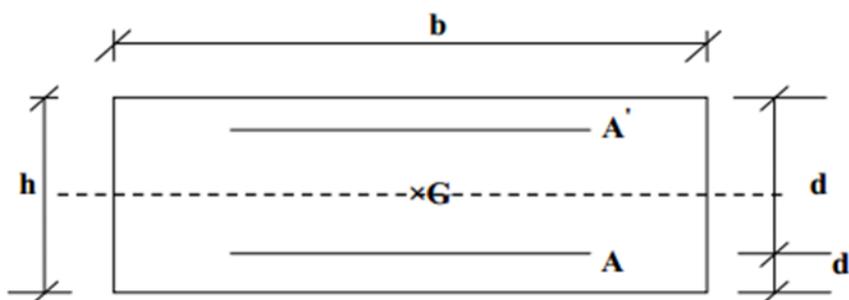


Figure V-2 : section de calcul d'acrotère

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

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

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

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

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,688 (1 - 0,4 \times 0,688) = 0,392 > \mu = 0,0084 \rightarrow A' = 0$$

Pas d'armatures de compression.

$$\mu = 0,0084 \rightarrow \beta = 0,996 \quad \text{précis de calcul en béton armé page: 349}$$

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 :

Les armatures principales :

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

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

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

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

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

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

On adopte: 4Ø6 ; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; avec un espacement: $S_t = 25 \text{ cm}$

Les armatures de répartitions :

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

On adopte 4Ø8 : $A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

IV-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 :**

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow \frac{100}{2}y^2 + 30.15y - 271.35 = 0 \rightarrow y = 2.05 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 2.05^3}{3} + (15 \times 2.01 \times (9 - 2.05)^2) = 1743.47 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{660}{1743.47} \times 2.05 = 0,776 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0,776 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable} \quad \text{BAEL91 mod99 page: 32}$$

Avec :

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{660}{1743.47} \times (9 - 2.05) = 39.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 39.46 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte de cisaillement :**

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

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

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

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{Fissuration préjudiciable} \quad \text{BAEL91 mod99 page: 32}$$

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

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

IV-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 ($A = 0,15$) RPA99 V 2003 (Tab 4.1 page :26)

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$ RPA99 V 2003 (Tab 6.1 page :43)

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 1,73$ kN

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 1,73 = 0,83$ kN < $1,5Q = 1,5$ kN → Condition vérifiée

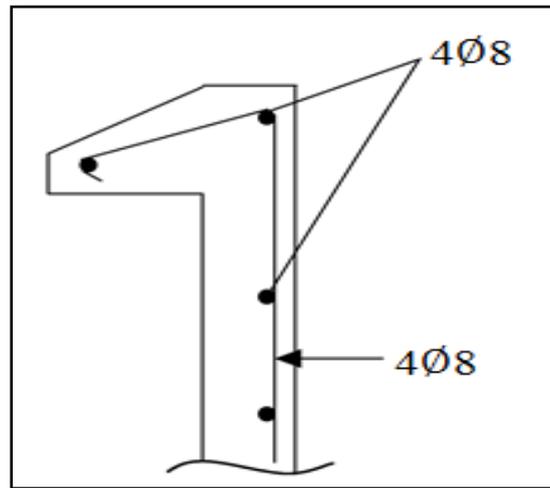


Figure V-3 : Ferrailage de l'acrotère

IV-3-Les escaliers :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé ou métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

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

Notre projet présente trois types d'escalier :

Le 1^{er} type : Escalier droit à un (01) volées. (Les escalier d'entrées) pour les quatre blocs.

Le 2^{ème} type : Escalier droit à deux volées avec un palier intermédiaire :

Sous-sol pour les deux bloc A2 et B2

Étage 1 à 4 pour blocs A1, A2 et B1

Le 3^{ème} type : Escalier balancer (1^{ère} étage du blocs B2).

Pour notre projet le calcul est déviée on deux grande partie :

1^{ème} partie : calcul du première et deuxième type d'escalier : « Escalier droit »

2^{ème} partie : calcul du troisième type d'escalier : « Escalier balancer »

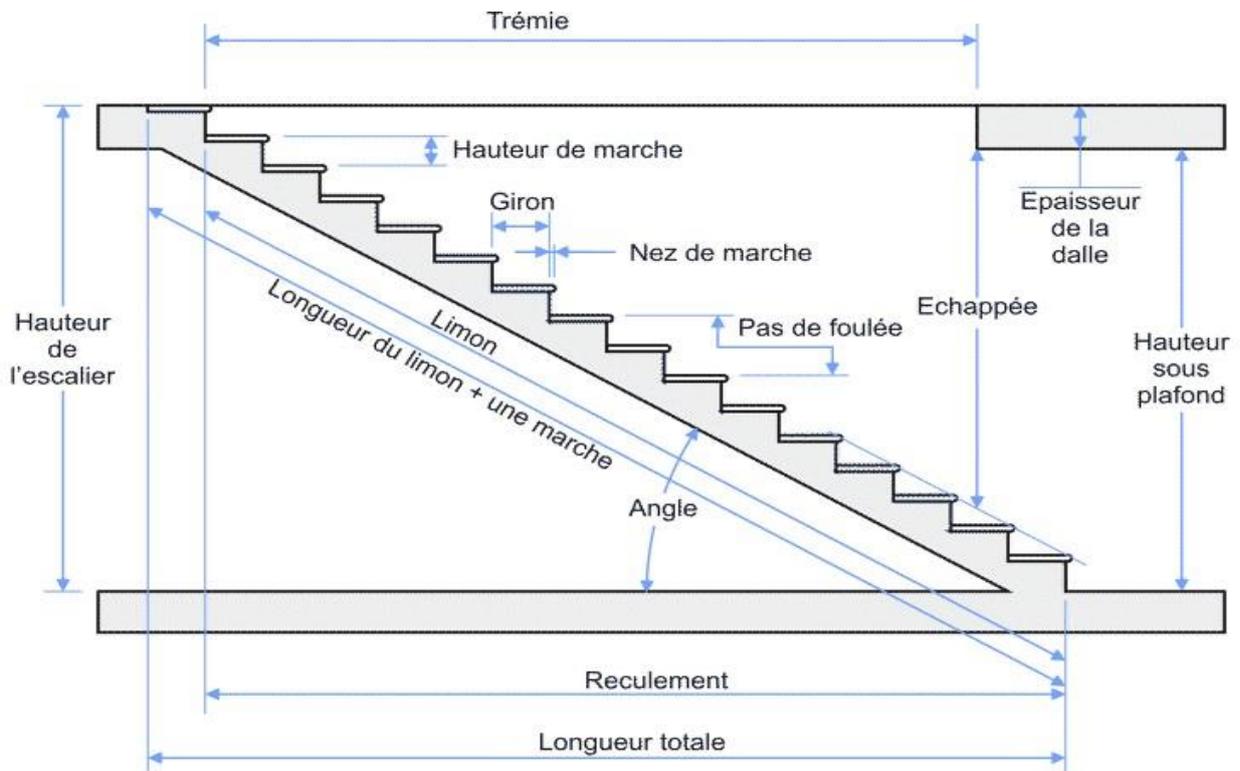


Figure IV-4 : schéma descriptif d'un escalier droit.

❖ 1^{ème} partie : calcul du première et deuxième type d'escalier : « Escalier droit »

➤ Pré-dimensionnement :

• Escalier droit

Caractéristiques techniques :

Hauteur : $H = 4.08$ m (Sous-sols).

Hauteur : $H = 3.40$ m (RDC + étage courantes).

Pour déterminer les dimensions des marches « g » et des contremarches « h », on utilise la formule de BLONDEL qui est la suivante :

$$0.59 \leq 2h + g \leq 0.66 \text{ m.} \rightarrow (1). \quad \text{« Pour une volée d'escalier »}$$

Avec : $\begin{cases} h = \text{hauteur de la marche.} \\ g = \text{longueur de la marche.} \end{cases}$

On prend : $2h+g=66$ cm. (Bâtiment public).

On a : $H = n \times h = \frac{h_e}{2}$ Où : $\begin{cases} h : \text{nombre de contre marche.} \\ h_e : \text{hauteur d'étage.} \end{cases}$

Et : $L = (n-1) \times g$ Où : $L =$ Projection de la longueur totale de la volée.

D'après la formule de BLONDEL, on a :

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

Et puis :

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

Avec : $m=66\text{cm}$.

BLOCS B2 : « sous-sol »

Type d'escalier : escalier droit à deux volée.

$$\text{On a : } \begin{cases} L = 3.30\text{m} = 330\text{cm}. \\ l_0 = 1.10\text{m} = 110\text{cm}. \\ h_e = 2.04\text{m} = 204\text{cm}. \end{cases}$$

Donc l'équation (2) devient :

$$66n^2 - 804n + 408 = 0$$

La solution d'équation est :

$$\Delta = b^2 - 4ac \rightarrow 804^2 - 4 \times 66 \times 408$$

$$\Delta = 538704 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 733.96$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} n_1 = \frac{-b-\sqrt{\Delta}}{2a} = 0.53 \\ n_2 = \frac{-b+\sqrt{\Delta}}{2a} = 11.65 \end{cases} \rightarrow n = 11 \text{ contremarches.}$$

Le nombre de marche : $n - 1 = 11 - 1 = 10$ marches

Puis la hauteur de la marche :

$$h = \frac{h_e}{n} = \frac{204}{11} \rightarrow h = 18.55 \text{ cm}$$

On prend : $h=18\text{cm}$.

Le largeur de la marche :

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{330}{10} \rightarrow h = 33 \text{ cm}$$

On prend : $g=30\text{cm}$.

D'autre cotée on a :

$$t_g \alpha = \frac{h}{g} = \frac{18}{30} \rightarrow t_g \alpha = 0.6$$

$\rightarrow \alpha = 30.96^\circ$ et $\cos \alpha = 0.86$

Epaisseur de la paille « e_v » :

L'épaisseur de la paille varie en fonction des portées :

$$\left(\frac{l_1}{30} \leq e_v \leq \frac{l_1}{20} \right) \leftrightarrow \left(\frac{L}{30 \times \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \times \cos \alpha} \right)$$

avec : $\begin{cases} l_1 = L \times \cos \alpha \\ L: \text{porté en plan de la volée} \end{cases}$

$$\rightarrow \frac{120}{30 \times 0.86} \leq e_v \leq \frac{120}{20 \times 0.86} \rightarrow 4.60 \leq e_v \leq 6.90$$

On adopte: $e_v = 15\text{cm}$.

Epaisseur du jour « e_j » :

Elle varie entre 20cm et 40cm.

Les dimensions des escaliers d'entrées sont :

Tableau IV-1 : Les dimensions des escaliers d'entrées.

blocs	Dimensions							
	L(m)	H (m)	N	n-1	h (cm)	g (cm)	$\alpha(^{\circ})$	$e_v(\text{cm})$
Blocs A1;A2; B2	1.20	1.02	6	5	17	30	0.87	15
Bloc B1	1.50	1.02	6	5	17	30	0.87	15

Les dimensions des escaliers du sous-sol :

Tableau IV-2 : Les dimensions des escaliers de sous-sol.

blocs	Dimensions											
	L (m)	l_{01} (m)	l_{02} (m)	h (m)	n	n-1	h (cm)	g (cm)	α	e_v (cm)	e_p (cm)	e_j (cm)
Bloc A2	3.45	-	1.65	2.04	11	10	18	30	0.87	15	18	180
Bloc B2	3.30	0.55	1.25	2.04	11	10	18	30	0.87	15	18	40

Les dimensions des escaliers du RDC et étage courants « Bloc A1, A2 et B1 »

Tableau IV-3 : Les dimensions des escaliers du RDC et étage courants des 03 blocs.

blocs	Dimensions											
	L (m)	l_{01} (m)	l_{02} (m)	h (m)	n	n-1	h (cm)	g (cm)	α	e_v (cm)	e_p (cm)	e_j (cm)
Bloc A1	2.70	1.35	1.2	1.70	10	09	17	30	0.87	15	18	40
Bloc A2	2.70	1.65	0.7	1.70	10	09	17	30	0.87	18	18	18
Bloc B1	2.70	1.45	1.2	1.70	10	09	17	30	0.87	18	18	40

➤ **V-2-2-Décent des charges :**

a) **Paillasse :**

Tableau IV-4 : Descente de charge de la paillasse.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m ²)
1-revêtement en carrelage horizontale	0.03	0.60
2-mortie de ciment horizontale	0.02	0.40
3-revêtement en carrelage verticale $c_h \times h/g$	0.03	0.34
4-mortie de ciment vertical $M_h \times h/g$	0.02	0.23
5-poids propre de la paillasse : $e_p \times \gamma_{BA} / \cos \alpha$	0.15	4.31
6-Pp des marches $\gamma_B \times h/2$		1.87
7-enduit en plâtre	0.015	0.15
	Charge permanente G	7.90
	Surcharge Q	2.5

À l'ELU :

$$q_u \text{ paillasse} = 1.35G + 1.5Q \rightarrow q_u \text{ paillasse} = 14.42 \text{ kn/m}^2$$

Pour une bande de 1m de longueur ; on a :

$$q_u \text{ paillasse} = (1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ m} = 14.42 \text{ kn/ml}$$

À l'ELS :

$$q_s \text{ paillasse} = G + Q \rightarrow q_s \text{ paillasse} = 10.4 \text{ kn/m}^2$$

Pour une bande de 1m de longueur ; on a :

$$q_s \text{ paillasse} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = 10.4 \text{ kn/ml}$$

b) Palier :

Tableau IV-5 : Descente de charge du palier.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique(kn/m ²)
1-carrellage	0.03	0.60
2-mortie de pose	0.02	0.40
3-Pp de palie $e_{\text{palier}} \times \gamma_{BA}$	0.18	4.50
4-enduit en plâtre	0.015	0.15
	-Charge permanente G	5.65
	-Surcharge Q	2.5

À l'ELU :

$$q_u \text{ palier} = 1.35G + 1.5Q \rightarrow q_u \text{ palier} = 11.38 \text{ kn/m}^2$$

Pour une bande de 1m de longueur ; on a :

$$q_u \text{ palier} = (1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ m} = 11.38 \text{ kn/ml}$$

À l'ELS :

$$q_{s \text{ palier}} = G+Q \rightarrow q_{s \text{ palier}} = 8.15 \text{ kn/m}^2$$

Pour une bande de 1m de longueur ; on a :

$$q_{s \text{ palier}} = (G+Q) \times 1 \text{ m} = 8.15 \text{ kn/ml}$$

• **Les type des escaliers :**

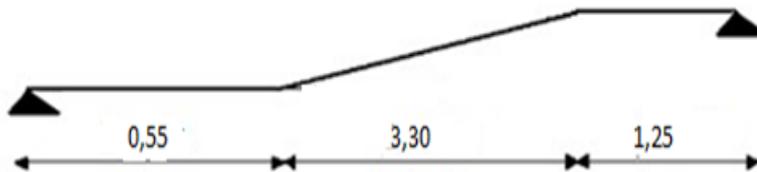
Type 1 : « les quatre blocs : escalier d'entré »



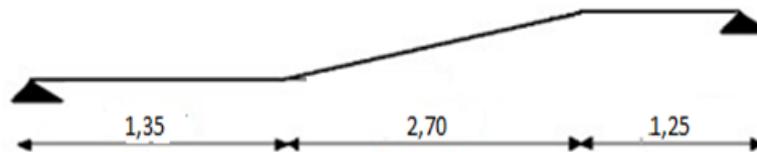
Type 2 : « Bloc A2 : sous-sol »



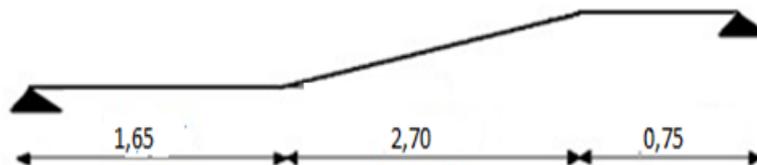
Type 3 : « Bloc B2 : sous-sol »



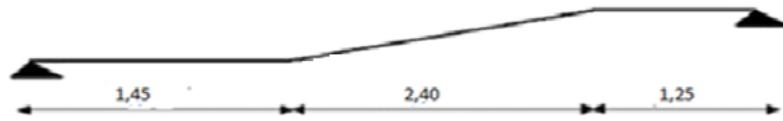
Type 4 : « Bloc A1 : RDC + étage courants »



Type 5 : « Bloc A2 : RDC + étage courants »



Type 6 : « Bloc B2 : RDC + étage courants »



• Calcul des moments fléchissant et effort tranchant :

Le calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant se fait par la méthode classique du RDM.

Calcul du M_f et T de 2^{ème} type :

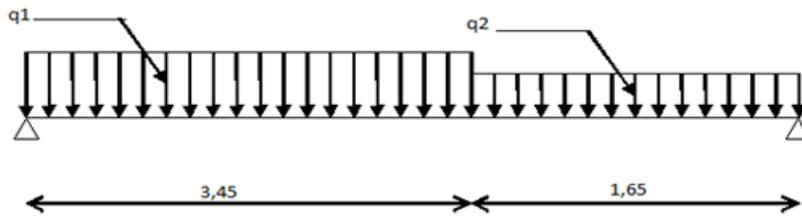


Figure IV-5 : Schéma statique du 1^{ère} type d'escalier

Avec : $\begin{cases} q_1 = q_u \text{ de la pailleasse.} \\ q_2 = q_u \text{ du palier.} \end{cases}$

On a :

$$\sum F_{/y} = 0 \rightarrow R_A + R_B = (14.42 \times 3.45) + (11.38 \times 1.65) = 68.53\text{KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow (-R_B \times 5.1) + (11.38 \times 1.65 \times 0.825) + (14.42 \times 3.45 \times 1.725) = 0$$

Alors :

$$\begin{cases} R_A = 35.96\text{KN} \\ R_B = 32.57\text{KN} \end{cases}$$

Tableau IV-6 : les valeurs de l'efforts tranchant et le moment fléchissant du 2^{ème} type.

Distance	Schéma statique	T (KN)	M_f (KN)
$0 \leq x \leq 5,10\text{m}$		$T(x) = R_A - q_1 \times 3,45 - q_2 \times (x - 3,45)$ $x = 0 \rightarrow T(x) = 25.47 \text{ kN}$ $x = 5,10$ $T(x) = -32.57\text{kN}$	$M(x) = R_A \times x - q_1 \times 3,45 \left(x - \frac{3,45}{2}\right) - q_2 \frac{(x - 3,45)^2}{2}$ $M(0) = 0$ $M(5,1) = 0$

Calcul des moments maximaux à l'E.L. U

On a:

$$M_{\max} = M(x=2.24) = 46,78 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_a = 0.4 \times M_{max} = 18.71 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.85 \times M_{max} = 39.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

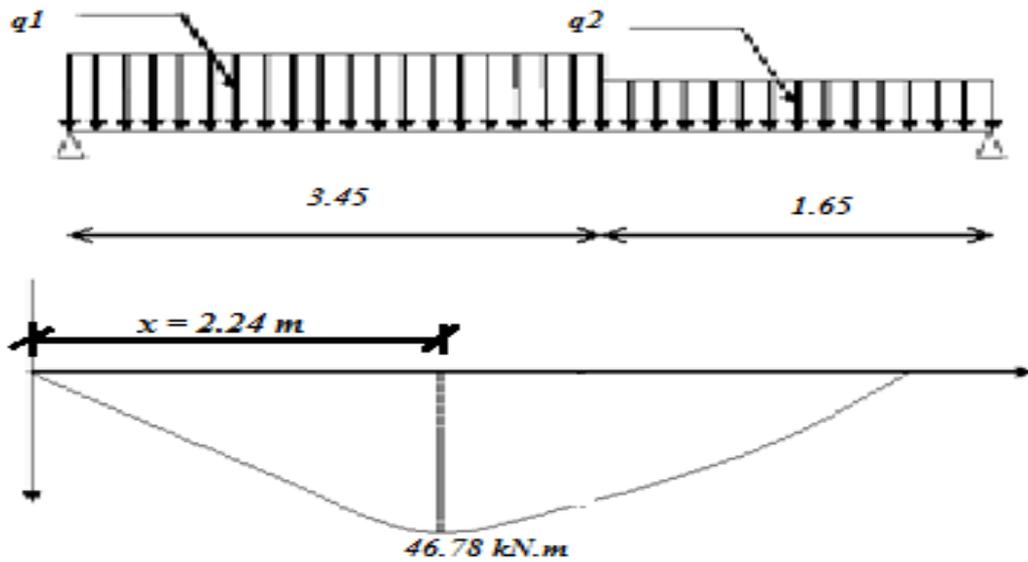


Figure IV-6 : diagramme des moments fléchissant

Tableau IV-7 : les valeurs des T, Ma et Mt pour les 06 types

Types	ELU			ELS		
	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	Tmax (KN)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	Tmax (KN)
1	1.62	3.45	10.81	1.17	2.49	7.80
2	18.71	39.76	32.57	13.49	28.58	23.41
3	19.58	41.61	33.32	14.10	29.95	25.21
4	32.72	69.54	36.85	14.96	31.80	24.69
5	20.13	42.78	33.32	14.56	30.95	24.36
6	18.68	39.57	33.32	13.66	29.02	23.59

➤ Détermination du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fait au ELU en flexion simple ; on a pris comme un exemple de calcul le 2^{ème} type :

- En travée :

1-armature longitudinale :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{39.76 \cdot 10^3}{14,17 \times (13.5)^2 \times 100} = 0,154$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,210$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,916$$

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

$$A_{Pr} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{39.76 \times 10^3}{13.5 \times 348 \times 0.916} = 9,24 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_s = 5T16 = 10.05 \text{ cm}^2$

2-armature de répartition :

$$A_r = A_{Pr} / 4 = 10.05 / 4 = 2.51 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_r = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$

- **En appui :**

1-Armature longitudinale :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{18.71 \times 10^3}{14,17 \times (16.2)^2 \times 100} = 0,050$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,064$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0.974$$

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

$$A_{Pr} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18.71 \cdot 10^3}{16.2 \cdot 348 \cdot 0.974} = 3,41 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_s = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$

2-Armature de répartition :

$$A_r = A_{Pr} / 4 = 4.52 / 4 = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend : } A_r = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Tableau IV-8 : choix de ferrailage pour les 06 types.

Les types	Armature longitudinale				Armature répartition			
	A _{pr} Calculé		A _s choisie		A _r calculé		A _r choisie	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
01	0.32	1.87	5T12	5T12/ml	0.25	0.57	3T10	2φ8
02	9.24	3.41	9T12	5T12/ml	2.51	1.13	4T12	4φ8
03	9.72	3.57	9T12	5T12/ml	2.51	1.13	4T12	4φ8
04	17.62	6.08	6T12	5T12/ml	4.54	1.70	4T12	4φ8
05	10.02	3.76	9T12	5T12/ml	2.51	1.13	4T12	4φ8
06	9.19	3.39	9T12	5T12/ml	2.51	1.13	4T12	4φ8

- **Vérification :**

- **Condition de non fragilité :**

On doit vérifier que : $A_{calculé} \geq A_{min}$

$$A_{min \text{ travée}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{min \text{ appuis}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 16.2 \times 2.1}{400} = 1.96 \text{ cm}^2$$

Tableau IV-9 : Vérification de la condition de non fragilité pour les six types.

Les types	A _s choisi travée (cm ²)	A _s choisi appuis (cm ²)	A _s choisi travée ≤ A _{min} travée	A _s choisi appuis ≤ A _{min} travée
1	2.26	2.26	Condition vérifier	Condition vérifier
2	10.18	4.52	Condition vérifier	Condition vérifier
3	10.18	4.52	Condition vérifier	Condition vérifier
4	6.79	3.39	Condition vérifier	Condition vérifier
5	10.18	4.52	Condition vérifier	Condition vérifier
6	10.18	4.52	Condition vérifier	Condition vérifier

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

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \quad \text{avec: } \begin{cases} \tau_u = \frac{T}{b \times d} \\ \overline{\tau_u} = \min(0.13 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \end{cases}$$

Tableau IV-10 : Vérification vis-à-vis l'effort tranchant du six types d'escalier.

Les types	T _u (kN)	τ _u (MPa)	τ _u ≤ τ _u (MPa)
1	10.81	0.08	Condition vérifier
2	32.57	0.24	Condition vérifier
3	33.32	0.25	Condition vérifier
4	36.85	0.27	Condition vérifier
5	33.32	0.25	Condition vérifier
6	33.32	0.25	Condition vérifier

- **Vérification à E.L.S** : on a pris comme exemple de calcul le 2^{ème} type :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Les données :

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ \eta = 15 \\ A' = 0 \text{ cm}^2 \\ A: \text{section de ferrailage choisi.} \\ d = 0.9 \times h = 13.5 \text{ cm} \end{cases}$$

- **En travée :**

Calcul des contraintes :

Position de l'axe neutre :

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

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

Tableau IV-11 : Position de l'axe neutre du six types d'escalier.

Les types	A_s (cm ²)	Y(cm)
1	2.26	2.70
2	10.18	5.07
3	10.18	5.07
4	6.79	4.32
5	10.18	5.07
6	10.18	5.07

Moment d'inertie :

$$I_x = \frac{by^3}{3} + \eta A(d - y)^2$$

Tableau IV-12 : Moment d'inertie du six types d'escalier.

Les types	I_x (cm ⁴)
1	4610.20
2	15195.74
3	15195.74
4	9205.22
5	15195.74
6	15195.74

Calcul de contrainte maximale dans le béton comprimé « σ_{bc} » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} \\ \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Tableau IV-13 : Vérification des contraintes maximale dans le béton comprimé du six types d'escalier.

Les types	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)
1	1.46	Condition vérifier
2	9.54	Condition vérifier
3	10.00	Condition vérifier
4	14.92	Condition vérifier
5	10.33	Condition vérifier
6	9.68	Condition vérifier

• **Sur appuis :**

Les vérifications des contraintes à l'ELS sur appuis sont déterminées au tableau suivant :

Tableau IV-14 : Vérification des contraintes maximale dans le béton comprimé du six types d'escalier.

Les types	A _s choisi appuis (cm ²)	Y(cm)	I _x (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)
1	2.26	2.7	4610.20	0.89	Condition vérifier
2	4.52	3.65	8199.03	6.01	Condition vérifier
3	4.52	3.65	8199.03	6.28	Condition vérifier
4	3.39	3.23	6486.57	7.45	Condition vérifier
5	4.52	3.65	8199.03	6.48	Condition vérifier
6	4.52	3.65	8199.03	6.08	Condition vérifier

• **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} > \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{d \times b} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h_t}{L} > \frac{1}{10} \frac{M_{ser}}{M_u} \end{array} \right. \quad \text{BAEL 91 mod 99 (Art B. 6.5,1)}$$

Tableau IV-15 : 1^{ère} vérification de la flèche du six types d'escalier.

Les types	h _t (cm)	L(cm)	h _t /L > 1/16
1	18	150	Condition vérifier
2	18	345	Condition vérifier
3	18	330	Condition vérifier
4	18	270	Condition vérifier
5	18	270	Condition vérifier
6	18	240	Condition vérifier

Tableau IV-16 : 2^{ème} vérification de la flèche du six types d'escalier.

Les types	A _s (cm ²)	A _s /b × d	A _s /b × d ≤ 4.2/f _e
1	2.26	0.002	Condition vérifier
2	10.18	0.0075	Condition vérifier
3	10.18	0.0075	Condition vérifier
4	6.79	0.0050	Condition vérifier
5	10.18	0.0075	Condition vérifier
6	10.18	0.0075	Condition vérifier

Tableau IV-17 : 3^{ème} vérification de la flèche du six types d'escalier

Les types	h _t /L	M _{ser} /10M _u	h _t /L > M _{ser} /10M _u
1	0.2	0.07	Condition vérifier
2	0.09	0.072	Condition vérifier
3	0.091	0.072	Condition vérifier
4	0.11	0.046	Condition vérifier
5	0.11	0.072	Condition vérifier
6	0.125	0.073	Condition vérifier

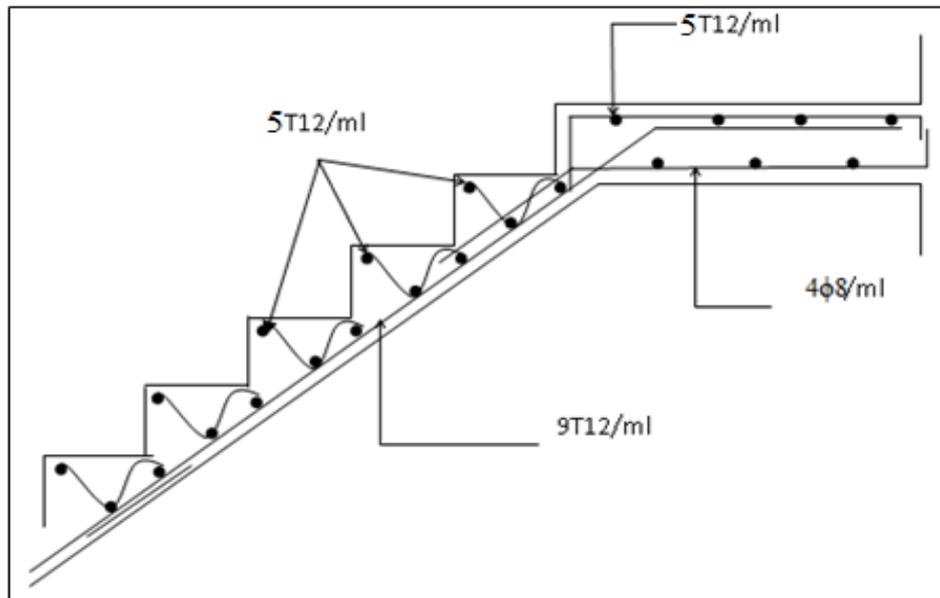


Figure IV-7 : Exemple ferrailage de l'escalier du 2^{er} type.

- ❖ 2^{ème} partie : calcul du troisième type d'escalier : « Escalier balancer »
- Escalier à trois volés :

Un escalier balancé en béton est un ouvrage unique qui requiert une grande expertise technique.

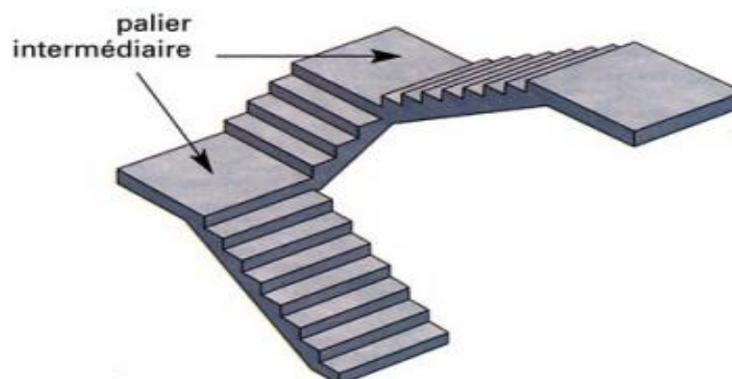


Figure IV-8 : Escalier à trois volés.

- Marche console au poutre braisier :

Ce type d'escaliers la marche est encastrée dans une poutre braisier, Cette conception est surtout recommandée dans l'escaliers en hélice ou lorsqu'il est difficile de placer des poteaux et des poutres dans la cage d'escaliers.

Dimensionnement des marches et contre marches :

On a : $L=1.20m$

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

La solution de l'équation est :

$$n = 5(\text{nombre de contre marche})$$

Donc : $n - 1 = 4$ (nombre de marche)

La section de calcul :

Hauteur de la marche :

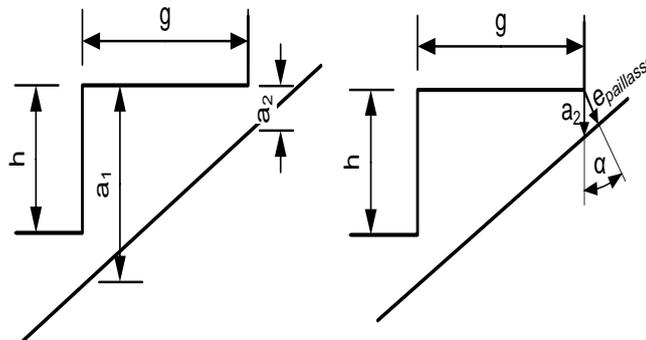


Figure IV-9 : Escalier console

$$h_{eq} = \frac{a_1 + a_2}{2} + \frac{(h + a_2) + a_2}{2} = \frac{h + 2a_2}{2} = \frac{h}{2} + a_2 = \frac{h}{2} + \frac{\text{epailasse}}{\cos\alpha}$$

$$h_{eq} = \frac{17}{2} + \frac{4}{0,87} = 13,10\text{cm}$$

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

Largueur de la marche :

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{120}{4} = 30\text{cm}$$

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{13.10}{30} = 0,44 \Rightarrow \alpha = 23.60^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,92$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 13.10) + 30 \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 56.2 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$$

Condition non vérifiée.

Donc on augmente la hauteur de la marche : $h_{eq} = 17\text{cm}$

$$59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66\text{cm}$$

Condition vérifiée.

L'angle d'inclinaison est :

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

Epaisseur de la volée (E_v) :

$$e_v = 4 \text{ cm}$$

➤ **Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :**

La marche :

Tableau IV-18 : Descente de charges de la marche

Désignation	Epaisseur (m)	Poids Volumique (kN/m ³)	Poids Surfaiques (kN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0.02	20	0,12
Mortier de ciment Horizontal	0.02	20	0,12
Lit de sable	0.02	18	0,108
Revêtement en carrelage vertical : $e_p \times 20 \times h/g$	0.02	20	0,072
Mortier de ciment vertical $e_p \times 20 \times h/g$	0.02	20	0,072
Poids propre des marches $h_{eq} \times \gamma_b \times g$	0.131	25	0,982
Garde- corps	/	0.10	0,03
Enduit en plâtre	0.02	10	0,07

Charge permanente : $G=1,604$ kN/ marche

Surcharge d'exploitation : $Q=1,5$ kN/marche

Le calcul suivant se fait pour une marche :

$$q_u = (1,35G_1 + 1,5Q_1) = 4,42 \text{ kN/marche}$$

$$q_{ser} = (G+Q) = 3,10 \text{ kN/marche} \quad \begin{cases} q_u = 4,42 \text{ kN/marche} \\ q_{ser} = 3,10 \text{ kN/marche} \end{cases}$$

Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'ELU :

$$P_{GC} = 0.03 \times 1 \text{ ml} = 0.03 \text{ kN/ml}$$

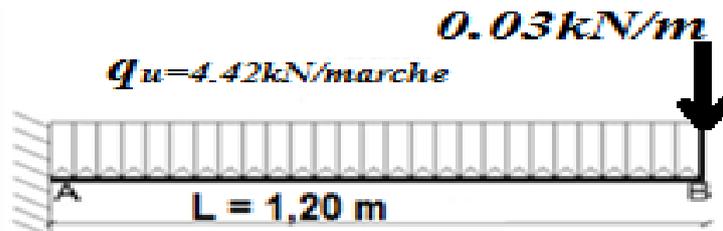


Figure IV-10 : Schéma statique d'une marche console.

Détermination du moment fléchissant et effort tranchant :

$$M_{\max} = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} = \frac{4,42 \times 1,2^2}{2} + 0,03 \times 1,2 = -3,23 \text{ kN.m}$$

$$T_{\max} = q_u \times l + P = 4,42 \times 1,2 + 0,03 = 5,33 \text{ kN}$$

➤ **Ferraillage de la marche :**

Le moment ultime :

$$M_u = 3,23 \text{ kN.m} \quad \text{avec : } h_{eq} = 17 \text{ cm ; } d = 15,3 \text{ cm ; } b = 30 \text{ cm}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3,23 \times 10^3}{30 \times 15,3^2 \times 14,17} = 0,032 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,984$$

$$A_{\text{MARCHE}} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,23 \times 10^3}{0,984 \times 15,3 \times 348} = 0,61 \text{ cm}^2 / \text{marche}$$

On adopte : 2T8 (soit 1,01 cm²marche)

➤ **La vérification de la marche :**

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 15,3 \times 2,1}{400} = 0,55 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,01 \text{ ml} > A_{\min} = 0,55 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{5,33 \times 10^{-3}}{30 \times 15,3} = 0,12 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Les vérifications des contraintes à l'ELS :**

$$M_{\text{ser max}} = -2,23 \text{ KN.m} \quad A_s = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{marche}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 15,15y - 231,8 = 0 \rightarrow y = 3,46 \text{ cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{30 \times 3,46^3}{3} + (15 \times 1,01)(15,3 - 3,46)^2 = 2538,63 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2,23 \times 10^3}{2538.63} \times 3.46 = 3.04 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3.04 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Schéma de ferrailage :

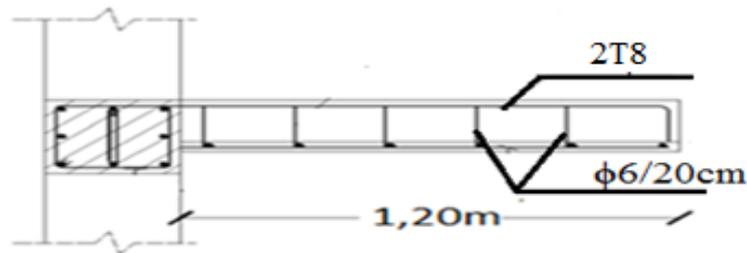


Figure IV-11 : ferrailage de la marche console.

• Escalier droit :

Le calcul se fait comme le type d'escalier droit à deux volée, et les résultats est comme suite :

Tableau IV-19 : Les dimensions du bloc B2

Bloc B2	Dimensions											
	L (m)	l ₀₁ (m)	l ₀₂ (m)	h (m)	n	n-1	h (cm)	g (cm)	α	e _v (cm)	e _p (cm)	e _j (cm)
Marche console 2 ^{ème} volée	1.20	-	-	1.02	5	4	17	30	0.	04	18	-
Escalier droit 1 ^{ère} volée	2.10	-	1.20	1.36	8	7	17	30	0.87	15	18	1.80
Escalier droit 3 ^{ème} volée	1.80	-	1.20	1.19	7	6	17	30	0.87	15	18	1.80

Ferrailage de l'escalier à trois volés :

Tableau IV-20 : Ferrailage d'escalier balancer.

Bloc B2	Armatur longitudinale				Armature De rrtition			
	A _p Calculé		A _s choisie		. calculé		A _r choisie	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
1 ^{ère} volée	9.24	3.41	6T14	5T10	2.51	1.13	5φ8	3φ8
3 ^{ème} volée	9.19	3.39	6T14	5T10	2.51	1.13	5φ8	3φ8
2 ^{ème} volée	0.61	-	2T8	Φ6/ml	-	-	-	-

Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases} \rightarrow \text{les deux conditions sont vérifiées en travées et en appuis pour les 04 blocs.}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u \rightarrow \text{cette condition est vérifiée pour les 04 blocs.}$$

Vérification de la flèche :

$$\begin{cases} \frac{h_t}{L} > \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h_t}{L} > \frac{1}{18} \frac{M_{ser}}{M_u} \end{cases} \rightarrow \text{les trois conditions sont vérifiées pour les 04 blocs.}$$

• **La poutre braisier :**

La poutre inclinée se calcule en flexion et en torsion.

Pré-dimensionnement :

Le pré-dimensionnement pour cette poutre se fait comme une poutre principale « chapitre II » :

Tableau IV-21 : Pré-dimensionnement de la poutre braisier.

Bloc B2	L_{max}	b	h
Poutre braisier	3.70	30	30

Calcul à la flexion simple :

1. Calcul des sollicitations : la poutre est soumise à son :

Poids propre : $G_{pp1} = 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ kN / ml}$

pois propre du deux palier et la paillasse : $G_{pp2} = (2 \times 5.65) + 7.90 = 19.2 \text{ kN / ml}$

$q_u = 1.35 \times (19.2 + 2.25) = 28.96 \text{ kN / ml}$

$q_s = (19.2 + 2.25) = 21.45 \text{ kN / ml}$

2. Les moments sollicitant :

$$\text{A l'É.L.U : } \begin{cases} M_a = -\frac{q_u \times l^2}{12} = -33.04 \text{ kN.m} \\ M_t = \frac{q_u \times l^2}{24} = 16.52 \text{ kN.m} \\ T_u = \frac{q_u \times l}{2} = 53.57 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{A l'É.L.S : } \begin{cases} M_a = -\frac{q_s \times l^2}{12} = -24.47 \text{ kN.m} \\ M_t = \frac{q_s \times l^2}{24} = 12.24 \text{ kN.m} \\ T_s = \frac{q_s \times l}{2} = 39.68 \text{ kN} \end{cases}$$

3. Ferrailage de la poutre brisée :

Cette poutre a été ferrailée à la flexion simple :

$$\text{On a : } \begin{cases} \mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} & \text{Précis de calcul en BA page: 115} \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) & \text{Précis de calcul en BA page: 119} \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) & \text{Précis de calcul en BA page: 120} \\ A_{cal}^{flexion} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} & \text{Précis de calcul en BA page: 120} \end{cases}$$

Tableau IV-22 : Ferrailage de la poutre bisée

	M (kN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{cal}^{flexion}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{choisi} (cm ²)
En travée	16.52	0.053	0.068	26.27	1.81	0.98	3T12
En appuis	33.04	0.107	0.1413	25.47	3.73	0.98	3T14

Vérification à l'E.L. U :

1- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\text{avec : } \begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{53.57 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.66 \text{ MPa} \\ \overline{\tau_u} = \min(0.13f_c ; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0.66 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.25 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{condition vérifier}$$

Vérification à l'E.L.S :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Les données :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \\ \eta = 15 \\ A' = 0 \text{ cm}^2 \\ A: \text{section de ferrailage choisi.} \\ d = 0.9 \times h = 27 \text{ cm} \end{cases}$$

• **En travée :**

Calcul des contraintes :

Position de l'axe neutre :

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

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0. \rightarrow \frac{by^2}{2} - \eta A_s(d - Y) = 0 \rightarrow Y = 8.02 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_x = \frac{by^3}{3} + \eta A(d - y)^2 \rightarrow I_x = 23476.2 \text{ cm}^4$$

Calcul de contrainte maximale dans le béton comprimé « σ_{bc} » :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{12.24 \times 8.02 \times 10^3}{23476.72} = 4.18 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 4.18 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifier} \end{cases}$$

- Sur appuis :

Calcul des contraintes :

Position de l'axe neutre :

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

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow \frac{by^2}{2} - \eta A_s(d - Y) = 0 \rightarrow Y = 9.10 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_x = \frac{by^3}{3} + \eta A(d - y)^2 \rightarrow I_x = 29740.12 \text{ cm}^4$$

Calcul de contrainte maximale dans le béton comprimé « σ_{bc} » :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{24.47 \times 9.10 \times 10^3}{29740.12} = 7.49 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 7.49 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifier} \end{cases}$$

Vérification de la flèche :

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{h_t}{L} > \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{d \times b} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h_t}{L} > \frac{1}{10} \frac{M_{ser}}{M_u} \end{cases} \quad \text{BAEL 91 mod 99 (Art B. 6.5,1)}$$

Tableau IV-23 : 1^{ère} vérification de la flèche de la poutre brisée.

Poutre brisée	h_t (cm)	L(cm)	$h_t/L > 1/16$
30 × 30(cm^2)	30	370	Condition vérifier

Tableau IV-24 : 2^{ème} vérification de la flèche de la poutre brisée.

Poutre brisée	A_s (cm^2)	$A_s/b \times d$	$A_s/b \times d \leq 4.2/f_e$
30 × 30(cm^2)	3.39	0.004	Condition vérifier

Tableau IV-25 : 3^{ème} vérification de la flèche de la poutre brisée.

tre brisée	h_t/L	$M_{ser}/10M_u$	$h_t/L > M_{ser}/10M_u$
$30 \times 30 (cm^2)$	0.081	0.074	Condition vérifier

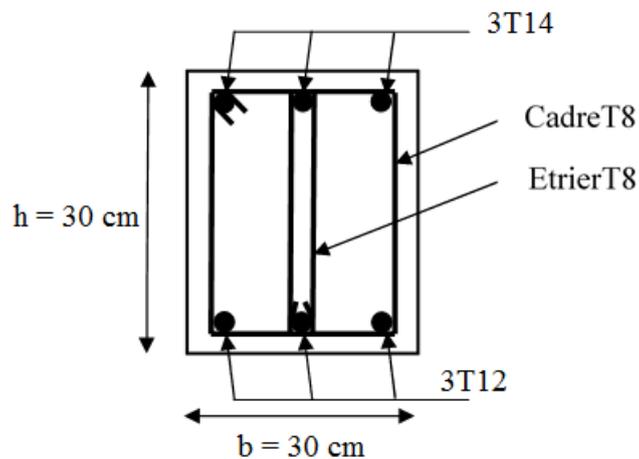


Figure IV-12 : Ferrailage de la poutre braisier.

IV-3-3-La poutre palière :

Dimensionnement : on prend comme exemple de calcul le bloc A2 « sous-sol » :

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10} \Rightarrow 34 \text{ cm} \leq h \leq 51 \text{ cm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$; donc: $d = 0,9h = 36 \text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 10.8 \text{ cm} \leq b \leq 14.4 \text{ cm}$$

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

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

$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée

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

$\frac{h}{b} = 1.33 < 4$ Condition vérifiée

Tableau IV-26 : Dimensionnement des poutres palières des quatre blocs.

Blocs	L(cm)	h(cm)	b(cm)
A2 (sous-sol)	510	40	30
B2 (sous-sol)	530	40	30
A1(RDC+étage courant)	350	30	30
A2(RDC+étage courant)	510	40	30
B2(RDC+étage courant) 1 ^{ère} type	530	40	30

➤ **Sollicitation de la poutre palière :**

• **Charges supportées par la poutre :**

Poids propre de la poutre palière :

$$G_p = \gamma_{BA} \times b \times h = 25 \times 30 \times 40 = 3 \text{ KN/m}$$

Poids du mur situé sur la poutre :

$$G_m = \gamma_{mur} \times \text{épaisseur} \times \text{hauteur} = 9 \times 0.3 \times (2.04 - 0.4) = 4.43 \text{ KN/m}$$

Réaction de l'escalier (coté palier) / ml : 32.57 kN/ml

• **Calcul des sollicitations à l'E.L. U :**

$$q_u = 1.35 \times (3 + 4.43) + 32.57 = 42.60 \text{ kN / ml}$$

• **Le moment de flexion :**

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{42.60 \times 5.1^2}{8} = 138.50 \text{ kN.m}$$

Moment sur appuis :

$$M_a = 0.4 \times M_0 = 55.40 \text{ kN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 117.73 \text{ kN.m}$$

Tableau IV-27 : sollicitation de la poutre palière du siège APC (04 blocs)

Blocs	G_p (KN/m)	G_m (KN/m)	R_{esc} (kN/ml)	q_u (kN / ml)	M_0 (kN. m)	M_a (kN. m)	M_t (kN. m)
A2 (sous-sol)	3	4.43	32.57	42.60	138.50	55.40	117.73
B2 (sous-sol)	3	4.43	33.35	43.38	152.32	60.93	129.47
A1 (RDC+étage courant)	2.25	3.78	33.52	41.66	63.79	25.26	54.22
A2 (RDC+étage courant)	3	3.51	32.4	41.19	133.92	53.57	113.83
B2 (RDC+étage courant)	3	3.51	32.81	41.60	146.07	58.43	124.16

➤ **Calcul du ferrailage :**

On a : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 36 \text{ cm}$

• **En travée :**

Le moment ultime :

$$M_t = 117.73 \text{ KN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{117.73 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,214 \rightarrow \beta = 0.878$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{117.73 \times 10^3}{0.878 \times 36 \times 348} = 10.70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T14+3T16 avec : $A_{adm} = 10.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- **Sur appuis :**

Le moment ultime :

$$M_a = 55.40 \text{ KN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{55.40 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0.101 \rightarrow \beta = 0.9465$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{55.40 \times 10^3}{0.9465 \times 36 \times 348} = 4.76 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 5T12 avec : soit = $5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Tableau IV-28 : Ferrailage de la poutre palière

Blocs	M_a kN.m	M_t kN.m	A_s travée (cm^2)	A_s appuis (cm^2)	A_s travée choisie(cm^2)	A_s appuis choisie(cm^2)
A2 (sous-sol)	55.40	117.73	10.70	4.76	3T14+3T16	5T12
B2 (sous-sol)	60.93	129.47	11.97	5.17	4T14+4T16	5T12
A1(RDC+ e. courant)	25.26	54.22	6.39	2.81	6T12	3T12
A2(RDC+ e. courant)	53.57	113.83	10.96	4.51	3T16+3T16	4T12
B2(RDC+ e. courant)	58.43	124.16	11.38	4.94	3T16+3T16	5T12

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

a) **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{BAEL91 mod 99 (Art A. 4.2,1)}$$

- **En travée :**

Tableau IV-29 : Vérification de la condition de non fragilité en travée de la poutre palière du siège APC

blocs	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_s(\text{cm}^2)$	observation
A2 (sous-sol)	1.30	10.70	Condition vérifier
B2 (sous-sol)	1.30	11.97	Condition vérifier
A1(RDC+ e. courant)	0.98	6.39	Condition vérifier
A2(RDC+ e. courant)	1.30	10.96	Condition vérifier
B2(RDC+ e. courant)	1.30	11.38	Condition vérifier

- **Sur appuis :**

Tableau IV-30 : Vérification de la condition de non fragilité sur appuis de la poutre palière du siège APC

blocs	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_s(\text{cm}^2)$	observation
A2 (sous-sol)	1.30	4.76	Condition vérifier
B2 (sous-sol)	1.30	5.17	Condition vérifier
A1(RDC+ e. courant)	0.98	2.81	Condition vérifier
A2(RDC+ e. courant)	1.30	4.51	Condition vérifier
B2(RDC+ e. courant)	1.30	4.94	Condition vérifier

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

On va vérifier cette condition : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Avec :
$$\begin{cases} \overline{\tau_u} = \min(0.13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) & \text{précis de calcul en BA page: 265} \\ \tau_u = \frac{T}{b \times d} \\ T = \frac{q_u \times L}{2} \end{cases}$$

Tableau IV-31 : Vérification vis-à-vis l'effort tranchant de la poutre palière du siège APC

blocs	q_u (kN / ml)	L(m)	T (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
A2 (sous-sol)	42.60	5.10	108.63	1.01	3.25	Condition vérifier
B2 (sous-sol)	43.38	5.30	114.96	1.06	3.25	Condition vérifier
A1 (RDC+e. courant)	41.66	3.50	72.91	0.90	3.25	Condition vérifier
A2 (RDC+e.courant)	41.19	5.10	105.03	0.97	3.25	Condition vérifier
B2(RDC+ e. courant)	41.60	5.30	110.24	1.02	3.25	Condition vérifier

Vérification au niveau des appuis :

$$A_{\min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right)$$

Tableau IV-32 : Vérification au niveau des appuis de la poutre palière du siège APC

blocs	f_e (MPa)	T (kN)	M_a (kN.m)	$0,9 \times d$ (cm)	A_{\min} (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_s \geq A_{\min}$
A2 (sous-sol)	5.10	108.63	55.40	32.4	3.14×10^{-4}	4.76	Condition vérifier
B2 (sous-sol)	5.30	114.96	60.93	32.4	3.35×10^{-4}	5.17	Condition vérifier
A1(RDC+ e. courant)	3.50	72.91	25.26	24.3	2.16×10^{-4}	2.81	Condition vérifier
A2(RDC+ e. courant)	5.10	105.03	53.57	32.4	3.07×10^{-4}	4.51	Condition vérifier
B2(RDC+ e. courant)	5.30	110.24	58.43	32.4	3.22×10^{-4}	4.94	Condition vérifier

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

Tableau IV-33 : Récapitulatif des efforts et des moments à l'ELS de la poutre palière de siège APC

blocs	q_s (kN / ml)	M_0 (kN.m)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
A2 (sous-sol)	33.35	108.43	43.37	92.17
B2 (sous-sol)	32.43	113.87	45.55	96.79
A1(RDC+e. courant)	28.47	43.59	17.44	37.05
A2(RDC+e.courant)	40.19	130.67	52.27	111.07
B2(RDC+e. courant)	37.43	131.43	52.57	111.72

• **En travée :**

$$A_s = 12.32 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) **Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 67,8y - 915,3 = 0 \rightarrow y = 3,65 \text{ cm}$$

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

b) **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,65^3}{3} + (15 \times 4,52)(13,5 - 3,65)^2 = 7064,4 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{3,71 \times 10^3}{7064,4} \times 3,65 = 2 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Tableau IV-34 : Vérification de la contrainte du béton en travée de la poutre palière du siège APC

Blocs	A_s (cm ² /ml)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)
A2 (sous-sol)	10.70	13.82	113618.31	11.21	15	Vérifier
B2 (sous-sol)	11.97	13.82	113618.31	11.77	15	Vérifier
A1(RDC+e. courant)	6.39	12.60	75753.38	2.90	15	Vérifier
A2(RDC+e.courant)	10.96	13.82	113618.31	12.62	15	Vérifier
B2(RDC+e. courant)	11.38	13.82	113618.31	13.58	15	Vérifier

• **Sur appuis :**

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) **Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12cm$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

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

$$I = 6087,13 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1,75 \times 10^3}{6087,13} \times 3,12 = 1 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Tableau IV-35 : Vérification de la contrainte du béton sur appuis de la poutre palière du siège APC

Blocs	A_s (cm^2/ml)	y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)
A2 (sous-sol)	4.76	12.91	66685.75	8.40	15	Vérifier
B2 (sous-sol)	5.17	12.91	66685.75	8.82	15	Vérifier
A1(RDC+e. courant)	2.81	12.91	66685.75	3.38	15	Vérifier
A2(RDC+e.courant)	4.51	12.91	66685.75	10.12	15	Vérifier
B2(RDC+e. courant)	4.94	12.91	66685.75	10.12	15	Vérifier

Vérification de la flèche :

On doit vérifier les deux conditions suivant :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{15}{230} = 0,065 > 0,033 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{7,66}{100 \times 12,6} \geq \frac{2}{400} \Leftrightarrow 0,005 = 0,005 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau IV-36 : 1^{ère} vérification de la flèche sur appuis de la poutre palière du siège APC

Blocs	h (cm)	l (cm)	$\frac{h}{l}$ (cm)	$\frac{1}{30}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30}$
A2 (sous-sol)	40	510	0.078	0.034	Condition Vérifier
B2 (sous-sol)	40	530	0.075	0.034	Condition Vérifier
A1(RDC+e. courant)	30	350	0.086	0.034	Condition Vérifier
A2(RDC+e.courant)	40	510	0.078	0.034	Condition Vérifier
B2(RDC+e. courant)	40	530	0.075	0.034	Condition Vérifier

Tableau IV-37: 2^{ème} vérification de la flèche sur appuis de la poutre palière du siège APC

Blocs	A_s (cm^2)	b (cm)	d (cm)	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{2}{f_e}$ (MPa)	$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$
A2 (sous-sol)	10.70	30	36	0.010	0.005	Condition vérifier
B2 (sous-sol)	11.97	30	36	0.011	0.005	Condition vérifier
A1(RDC+e. courant)	6.39	30	27	0.008	0.005	Condition vérifier
A2(RDC+e.courant)	10.96	30	36	0.010	0.005	Condition vérifier
B2(RDC+e. courant)	11.38	30	36	0.011	0.005	Condition vérifier

IV-4-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 lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

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

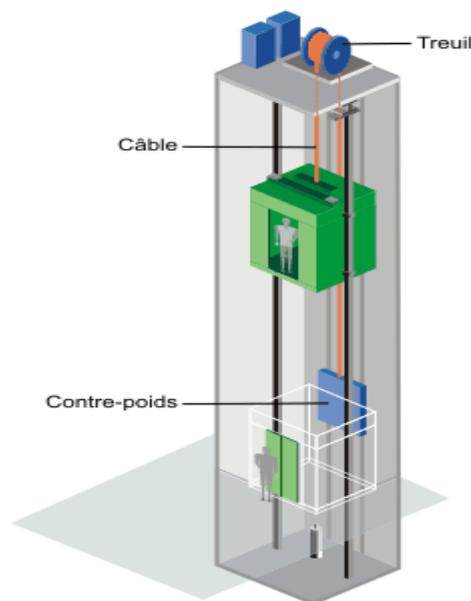


Figure IV-13 : schéma d'un ascenseur mécanique

IV-4-1-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 :

- **P_m** « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.

- **Q** : la charge en cabine.

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

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

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

Ses dimensions selon (**NFP82-22**)

- Largeur de la cabine : 1,35m

- Longueur de la cabine : 1,60m

- hauteur : 2,20 m

- la largeur de passage libre : 0,70m

- la hauteur de passage libre : 2,00m

- la hauteur de la course : 28,32 m

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

- Epaisseur de la dalle : 15cm

IV-4-2-Les dimensions :

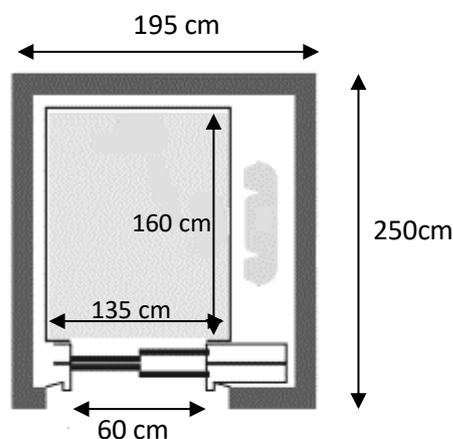


Figure IV-14 : Dimensions de la cabine

Tableau IV-38 : Poids mort de l'ascenseur

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

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

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

IV-4-3-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,

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

$$\text{On a : } C_r = C_s \times M$$

Avec :

C_s : Coefficients 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.

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

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

Avec :

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

n : Nombres des câbles,

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

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

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

Calcul des poids des câbles :

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

Avec :

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

n : Nombre des câbles, $n = 2$;

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

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

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

Vérification de C_r :

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

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

Calcul de la charge permanente total G :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Avec :

q_0 : La charge de calcul à l'E.L.U ;

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

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen,

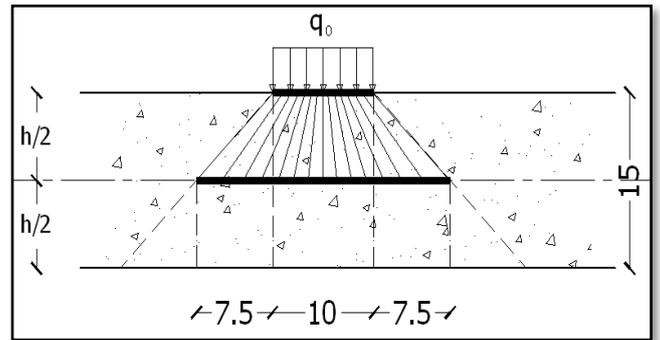


FIGURE IV-15 : REPARTITION DES CHARGES DE LA DALLE

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

IV-4-5-Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

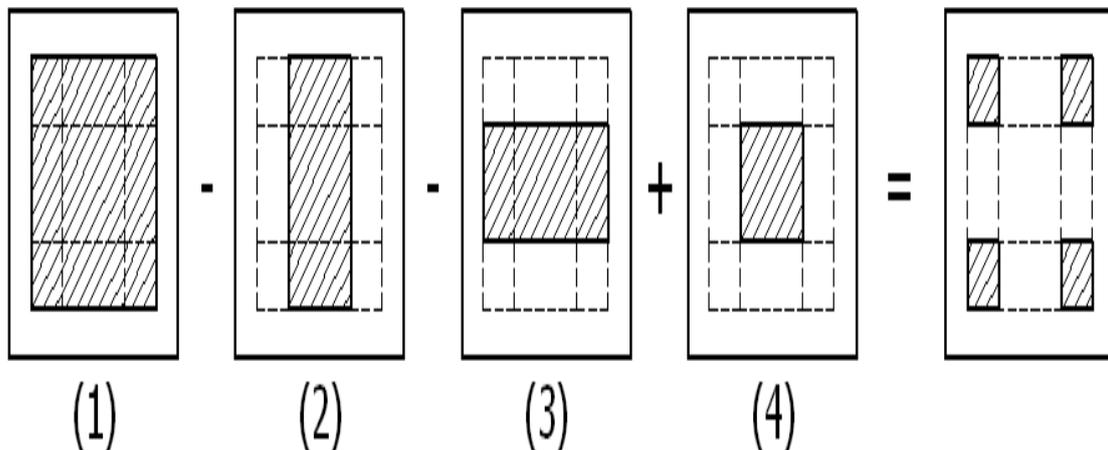


Figure IV-16 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

Distances des rectangles :

1) Rectangle (1) :

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

2) Rectangle (2) :

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

3) Rectangle (3) :

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

4) Rectangle (4) :

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

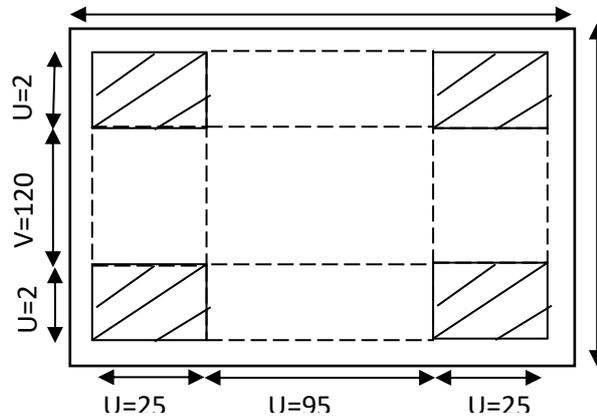


Figure IV-17 : Dessin montrant la concentration des charges

Calcul des moments suivant les deux directions :

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

ν : le coefficient de Poisson,

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

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

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

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 IV-39 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles

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

M₁ et M₂ tiré du tableau Calcul des ouvrages en béton armé page 293

Les moments dus aux charges concentrées :

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

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

Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

Chargement :

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

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

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

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

IV-4-6-Sollicitations :

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

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

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

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

Les moments appliqués à la dalle :

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

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

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 :

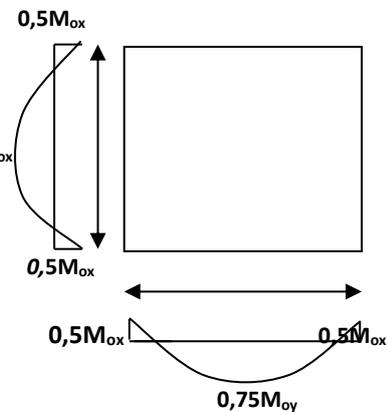


FIGURE IV-18 : MOMENTS DE LA DALLE

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

IV-4-7-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 :

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

Le moment réduit μ_u :

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

$$\text{On a : } \beta = 0,988$$

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 :

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

Le moment réduit μ_u :

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

$$\text{On a : } \beta = 0,999$$

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 :

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

Le moment réduit μ_u :

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

$$\text{On a : } \beta = 0,992$$

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 :

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

Sens L_y :

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

• **Sur appuis (chapeaux) :**

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

Armatures transversal :

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

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

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

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

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

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

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

On calcule V_x et V_y :

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

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

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

$$V_y < V_x$$

On calcul V_v et V_u :

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

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

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

Donc :

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

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

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

Donc on a :

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

$15 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$; On vérifié que :

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

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

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

IV-4-8-Vérification à l'E.L. S :

Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :

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

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

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

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

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

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 IV-40 : 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 : $G = 0,15 \times 2500 = 375\text{ kg} / \text{m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 100\text{ kg} / \text{m}$

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

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

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

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

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

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

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 :**

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

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

- **Sur appuis :**

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

Vérification des contraintes dans le béton :

Suivant L_x :

- **En travée :**

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

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 :**

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

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} :

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

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

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

- Disposition du ferrailage :

Arrêt des barres :

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

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

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

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 :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 5T10 \text{ p, m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 5T10 \text{ p, m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

Suivant L_y :

$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Soit 5T10 p, m avec $S_t = 25 \text{ cm}$

$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Soit 5T10 p, m avec $S_t = 25 \text{ cm}$

IV-4-9-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 : $A_{\text{adop}} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

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

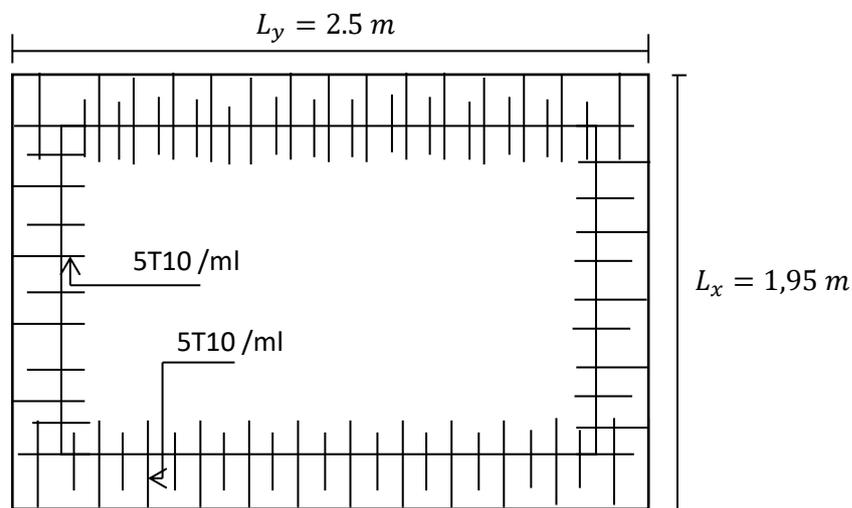


Figure IV-19 : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur

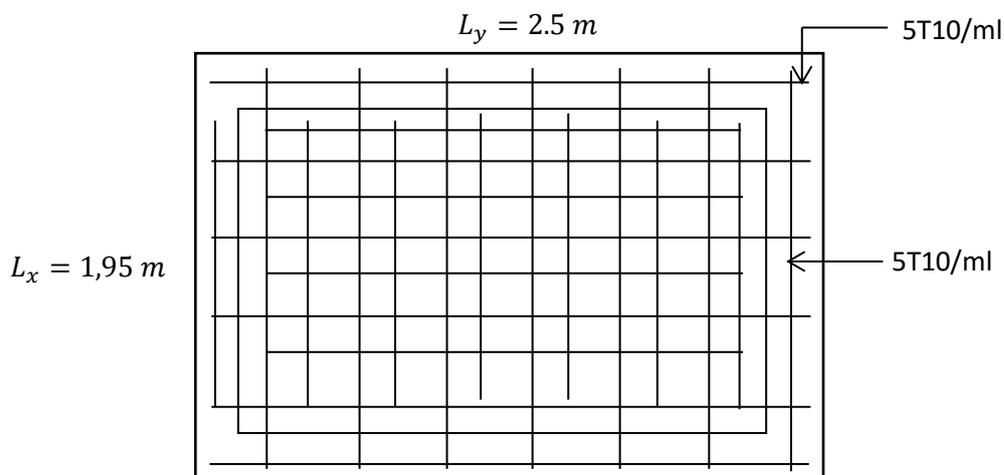


Figure IV-20 : Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur

Récapitulatif

Bloc A1 :**+ L'acrotère :**

Armature principale : **4Ø8 /ml ; $S_t = 25$ cm**

Armature de répartition : **4Ø8**

+ L'escalier droit « l'entré » :

Nombre de marche : **5**

Nombre de contre marche : **6**

L'épaisseur de la paillasse : **15 cm**

Armature principale en travée: **5T12 / ml**

Armature principale sur appuis: **5T12 / ml**

Armature de répartition en travée : **3T10 /ml**

Armature de répartition sur appuis : **2Ø8 /ml**

+ L'escalier droit « RDC et étage courant » :

Nombre de marche : **9**

Nombre de contre marche : **10**

L'épaisseur de la paillasse : **15 cm**

L'épaisseur du palier : **18 cm**

Armature principale en travée: **6T12 / ml**

Armature principale sur appuis: **5T12 / ml**

Armature de répartition en travée : **4T12 /ml**

Armature de répartition sur appuis : **4Ø8 /ml**

+ La poutre palière « RDC et étage courant » :

En travée : **6T12**

Sur appuis : **3T12**

Bloc A2:**+ L'acrotère :**

Armature principale : $4\phi 8$ /ml ; $S_t = 25$ cm

Armature de répartition : $4\phi 8$

+ L'escalier droit « l'entrée » :

Nombre de marche :5

Nombre de contre marche :6

L'épaisseur de la paillasse :15 cm

Armature principale en travée: $5T12$ / ml

Armature principale sur appuis: $5T12$ / ml

Armature de répartition en travée : $3T10$ /ml

Armature de répartition sur appuis : $2\phi 8$ /ml

+ L'escalier droit « sous-sol » :

Nombre de marche : 11

Nombre de contre marche :10

L'épaisseur de la paillasse :15 cm

L'épaisseur du palier :18 cm

Armature principale en travée: $9T12$ / ml

Armature principale sur appuis: $5T12$ / ml

Armature de répartition en travée : $4T12$ /ml

Armature de répartition sur appuis : $4\phi 8$ /ml

+ La poutre palière « Sous-sol » :

En travée : $3T14+3T16$

Sur appuis : $5T12$

+ L'escalier droit « RDC et étage courant » :

Nombre de marche : 10

Nombre de contre marche :9

L'épaisseur de la paillasse :15 cm

L'épaisseur du palier :18 cm

Armature principale en travée: **9T12 / ml**

Armature principale sur appuis: **5T12 / ml**

Armature de répartition en travée : **4T12 /ml**

Armature de répartition sur appuis : **4φ8 /ml**

✚ **La poutre palière « RDC et étage courant » :**

En travée : **3T16+3T16**

Sur appuis : **4T12**

✚ **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**

Bloc B1:

✚ **L'acrotère :**

Armature principale : **4φ8 /ml ; $S_t = 25 \text{ cm}$**

Armature de répartition : **4φ8**

✚ **L'escalier droit « l'entré » :**

Nombre de marche :**5**

Nombre de contre marche :**6**

L'épaisseur de la paillasse :**15 cm**

Armature principale en travée: **5T12 / ml**

Armature principale sur appuis: **5T12 / ml**

Armature de répartition en travée : **3T10 /ml**

Armature de répartition sur appuis : **2φ8 /ml**

Bloc B2:**✚ L'acrotère :**

Armature principale : **4Ø8 /ml ; $S_t = 25$ cm**

Armature de répartition : **4Ø8**

✚ L'escalier droit « l'entré » :

Nombre de marche : **5**

Nombre de contre marche : **6**

L'épaisseur de la paillasse : **15 cm**

Armature principale en travée: **5T12 / ml**

Armature principale sur appuis: **5T12 / ml**

Armature de répartition en travée : **3T10 /ml**

Armature de répartition sur appuis : **2Ø8 /ml**

✚ L'escalier droit « Sous-sol » :

Nombre de marche : **11**

Nombre de contre marche : **10**

L'épaisseur de la paillasse : **15 cm**

L'épaisseur du palier : **18 cm**

Armature principale en travée: **9T12 / ml**

Armature principale sur appuis: **5T12 / ml**

Armature de répartition en travée : **4T12 /ml**

Armature de répartition sur appuis : **4Ø8 /ml**

✚ La poutre palière « Sous-sol » :

En travée : **4T14+4T16**

Sur appuis : **5T12**

✚ L'escalier droit « RDC et étage courant » :

Nombre de marche : **7**

Nombre de contre marche : **8**

L'épaisseur de la paillasse : **15 cm**

L'épaisseur du palier : **18 cm**

Armature principale en travée: **9T12 / ml**

Armature principale sur appuis: **5T12 / ml**

Armature de répartition en travée : **4T12 /ml**

Armature de répartition sur appuis : **4φ8 /ml**

✚ La poutre palière « RDC et étage courant » :

En travée : **3T16+3T16**

Sur appuis : **5T12**

✚ L'escalier console « RDC et étage courant » :

Nombre de marche : **4**

Nombre de contre marche : **5**

L'épaisseur de la paillasse : **4 cm**

Armature principale : **2φ8**

Armature de répartition : **φ6 /20 cm**

✚ La poutre brisée « RDC et étage courant » :

En travée : **3T12**

Sur appuis : **3T14**