IV- Introduction:

L'ensemble des éléments secondaires est constitué par des éléments qui n'ont pas une Fonction porteuse ou de contreventement qu'on peut énumérer comme suit :

- Acrotère
- Balcons
- Escaliers

IV.1- Etude de l’acrotère :

IV.1.1. Définition :

L’acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante.

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d’encastrement pour une bande de 1m linéaire. L’acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

Dans ce cas, le calcul se fera à l’ELU et à l’ELS.

G: Poids proper = 1,72KN/m^2

Q : Surcharge d’exploitation = 1 KN/ml.

IV.1.2- Sollicitation:

Surcharge due à l’application de la main courante Q=1KN/m

Nu = 1,35 G =1,35 x 1,72= 2,32 KN /ml

Mu = 1,5 Q = 1,5 x 1 x 0,6 = 0,9 KN.m

La section d’encastrement sera sollicitée en flexion composée

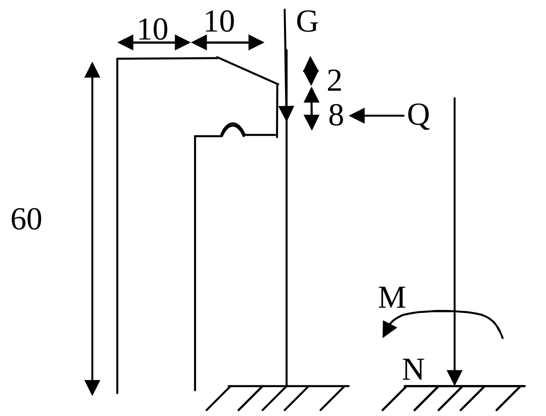


Schéma réal **Schéma Statique**

Figure IV.1 -Schéma réal et Statique

-Enrobage :

Fissuration préjudiciable

On prend C = C’ = 2cm

L’excentricité $e = \dfrac{Mu}{Nu} = \dfrac{0,9}{2,32} = 0,39m$

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

- Vérification si la section est partiellement ou entièrement comprimée :

$$M_u = N_u\left(e + \frac{h}{2} - c\right)$$

$$M_u = 2{,}32\left(0{,}39 + \frac{0{,}1}{2} - 0{,}02\right) = 0{,}97\,KN.m$$

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

$$(d - c')N_u - M_u = (0{,}09 - 0{,}02)2{,}32 - 0{,}97 = -0{,}808\,KN.m$$

$$(0{,}337h - 0{,}81c')\,f_{bc} \times b \times h = ((0{,}337 \times 0{,}1) - (0{,}81 \times 0{,}02))14{,}166 \times 10^3 \times 0{,}1 \times 1 = 24{,}79\,KN.m$$

$$-0{,}8\,KN.m < 24{,}79\,KN.m$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait par une section rectangulaire b*h=(100*10)cm^2.

IV .1.3.-Calcul du ferraillage E. L. U. R :

M_u = 0,97KN.m

μ = M_u /bd²f_{bc} = 0,97x 10^3 / 100 x 9²x14,17 = 0,00845

Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$\mu_l = 0.8\,\alpha_l(1+0{,}4\alpha_l)$

$$\alpha_l = \frac{3{,}5}{3{,}5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3{,}5}{3{,}5 + 1{,}74} = 0{,}668 \text{ , avec:} 1000\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1{,}15} = 1{,}74$$

μl=0,8x0,668(1-0,4x0,668)=0.392> μ=0,008 $\Rightarrow$ A'$\notin$

μ=0,008 $\Rightarrow$ β=0,996

on calcul:

A_fs: section d'armatures en flexion simple.

A_fc: section d'armatures en flexion composée.

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

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100.\sigma_s} = 0{,}311 - \frac{2{,}32.10^3}{100.348} = 0{,}304\text{cm}^2$$

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

$$\text{Asmin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{fe} \times \frac{e - 0{,}45d}{e - 0{,}185d} \times 0{,}23 = 1{,}01\text{cm}^2/\text{m}$$

e=Mser/Nser=0,6/1,72=0,35m=35cm

d=0,9ht=9cm ; b=100cm

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

On adopter 4T6 p.m; As = 1,13 cm²/ml ; St =25 cm

Les armatures de répartition:

Ar=As/4=1,13/4=0,2825cm²/ml

On adopte:As=1,13cm²/ml soit 4ϕ 6p.m

-Vérification des contraintes (E. L. S):

Mser=Nser(e-c+h/2)

Mser=0.172(0,35 -0,02+0,1/2)=0,06536t.m

Position de l'axe neutre:

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

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

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + \eta As(d - y_1)^2 = \frac{100(1,59)^3}{3} + 15\times 1,13(9 - 1,59)^2$$

$$I = 1064,68\text{cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{Mser}{I}y_1 = \frac{653,60}{1064,68}\times 1,59 = 0,97\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6.fc28 = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,97\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$$................condition vérifier

-Détermination des contraintes dans l'acier tendue σst :

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

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

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

$$\sigma_{st} = \eta\frac{Mser}{I}(d - y_1) = 15\frac{653,6}{1064,68}(9 - 1,59) = 68.23\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 68.23\text{Mpa} \prec \overline{\sigma_{st}} = 202\text{Mpa}$$...............condition vérifiée

-Contrainte de cisaillement :

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

$$T = 1,5Q = 0.15t$$

$$\tau_u = \frac{0.15}{0,09\times 1} = 1.7\text{t/m}^2 = 0,017\text{MPa}$$

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

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

$\tau_u = 0{,}017MPa < \overline{\tau_u} = 2{,}5MPa$.......................condition..vérifiée

IV.1.4-Vérification du ferraillage vis-à-vis au séisme:

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

$\boxed{Fp=4.\ Cp.\ A.\ Wp^{(1)}}$

A: coefficient d'accélération de zone A = 0,25

Cp: facteur de force horizontal Cp=0,8

Wp: poids propre de l'acrotère Wp = 0.172t

Fp: force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que: Fp< 1,5Q

Fp = 4. 0,8. 0,25.0.172= 0.14 t

Fp =0,14 t < 1,5Q = 0.15 t …………condition Vérifiée.

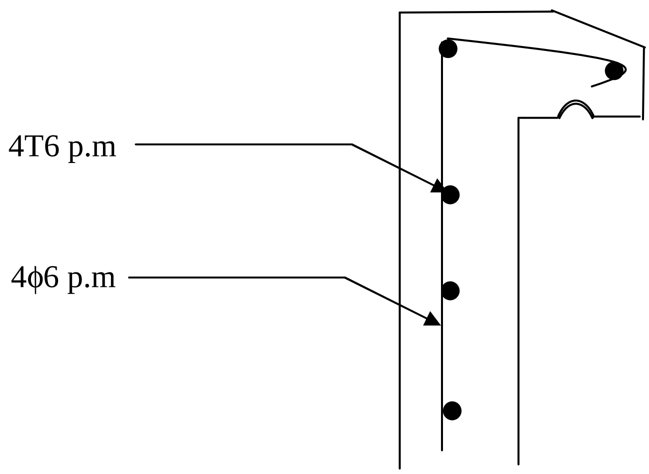


Figure IV.2 -Schéma du ferraillage

IV. 2- Etude du Balcon :

Un balcon est une dalle pleine constituée par une avancée du plancher libre sur trois cotés

Suivant Ly : encastré à la poutre.

Suivant Lx : encastré aux deux consoles.

Avec : Lx=1,20m

Ly=3,10m

$\alpha = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1{,}20}{3{,}10} = 0{,}38 < 0{,}4 \Rightarrow$ La dalle travail dans un seul sens (suivant Lx)

Donc le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

L'épaisseur des dalles pleines doit respecter les conditions suivantes:

- Résistance à la flexion : $h_0 \geq \frac{Lx}{20} = \frac{120}{20} = 6{,}00\ cm$
- Isolation acoustique $h_0 \geq 12cm$
- Sécurité en matière d'incendie h_0 = 11cm pour 2 heurs de coup feu

Donc on adopte $h_0 = 12cm$

IV.2.1-Descente de charge :

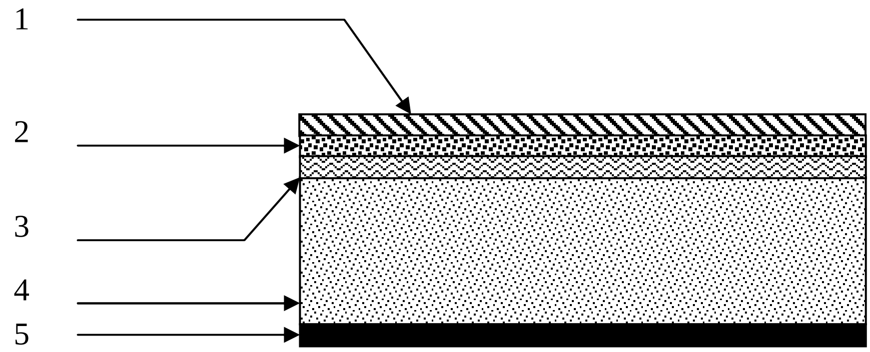


Figure IV.3- descente des charges

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Densité N/m^3	Poids kN/m^2
1	Carrelage	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	17,00	0,34
4	Dalle pleine	0,12	25,00	3,00
5	Enduit en ciment	0,02	0,18	0,36

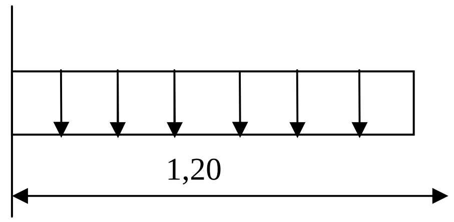
Poids propre **G= 4,5 KN/m²**

Q = 3,50 KN/m²

Tableau IV.1- descente des charges

Dans notre cas, nous avons un seul type de balcon **Exemple de calcul**

- **Charge total**



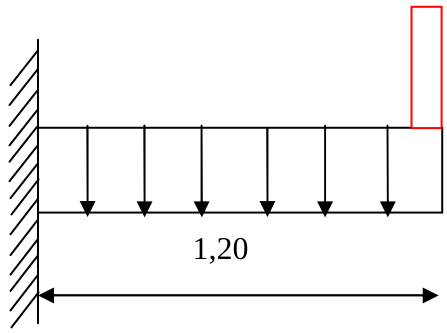
Q_u = 1,35G +1,5Q

Q_u = 1,35x4,5+1,5x3,50 =11,32 KN/m²

Pour une bande de 1 m on aura :

Q_u =12,34 x1m = 11,32 KN/ml

Q_{ser}= 8KN/ml



- **Charge concentrée due au mur extérieur**

a. Poids propre du mur en brique creuses

Pm= γ x b x h x1m=0.9x0.1x3,15x1m =7.1 KN

b. Enduit en ciment

$P_{Enexterieur}$=0.18x2x3.15x1=1.13 KN

$P_{Eninterieur}$=0.18x1.5x3.15x1=0.85 KN

P_{Tend}=1.13+0.85=1.98 KN

P_{totale}=p_m+p_{end}=7.1+1.98=9.08

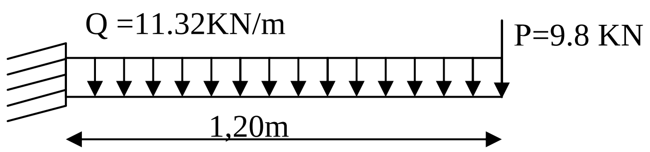
Avec une réduction de 20% de la charge du au ouvertures on aura :

P_{mur}=7.26 kn

P_{Tu}=7.26x1,35=9.8 KN

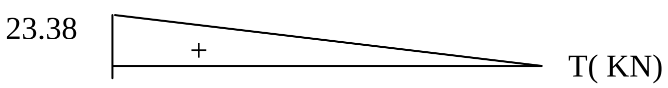
P_{Tser}=7.26 KN

- **Calcul du moment maximal et de l'effort tranchant**



Résultats obtenus

E.L.U : $\begin{cases} T_{max} = 23.38 \ KN \\ M_a = -19.91 \ KN.m \end{cases}$



E.L.S: $\begin{cases} T_{max} = 16.8 \ KN \\ M_a = -14.47 KN.m \end{cases}$

IV.2.2- Calcul du Ferraillage :

La section a calculé (120x12) ; d'où : d = 0,9 h, on prend d= 10.8 cm

a L'E.L.U : M= 19.91 KN.m

$$\mu = \frac{M}{f_{bc}.d^2.b} = \frac{19.91 \times 10^3}{14,17.(10,8)^2.100} = 0,120 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,936$$

$$\sigma_S = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \quad MPa$$

$$As = \frac{M}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{19.91.10^3}{0,936 \times 10.8 \times 348} = 5.65 \quad cm^2/ml$$

a-Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23.b.d\frac{f_{t28}}{f_e}$$

A_{min} = 0,23x120.10.8x 2,1 /400 = 1,30 cm²/ml

A = 5.65 cm² > A_{min}=1,63 ………………………..condition Vérifiée.

Donc on adopte : **5T12/ml (A_S=5.65 cm^2)**

b-Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{23.38 \times 10^3}{100.x10.8.x10^2} = 0,216 \ MPa$$

Pour une fissuration préjudiciable, on a :

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

$$\tau_u = 0,216 \ MPa < \overline{\tau_u} = 2,5 \ MPa.......\ ....\ ....\text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.2.3- La vérification des contraintes à l'E.L.S :

a-Détermination de la position de l'axe neutre

by²/2 - 15As (d –y) = 0 ; As = 3,14cm^2

50y² + 84.75y – 915.3 = 0 $\Rightarrow$ y =3,51 cm

b-Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + \eta As(d - y_1)^2 = \frac{100(3,51)^3}{3} + 15 \times 5.65(10.8 - 3,51)^2$$

$$I = 5945.41 cm^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{Mser}{I} y_1 = \frac{14.47.10^3}{5945.41} \times 3{,}51 = 8.54 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6.fc_{28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.54 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}.................\text{condition vérifiée}$$

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

Pour une fissuration préjudiciable, on a:

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} fe\ ;110\sqrt{\eta\ f_{t28}}\right\}$$

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I}(d - y_1) = 15 \times \frac{14.47.10^3}{5954.41}(10.8 - 3{,}51) = 266.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 266.14 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa}...............\text{condition non vérifiée.}$$

On doit augmenter la section des armatures, on adopte : **5T12/ml As=7.7 cm^2**

et on vérifie : y= 3.97 cm

I= 7473.64

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I}(d - y_1) = 15 \times \frac{14.47.10^3}{7473.64}(10.8 - 3{,}97) = 198.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 198.36 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa}...............\text{condition vérifiée.}$$

e-Armatures de répartitions

$$\Rightarrow A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{7.7}{4} = 1.92 \ cm^2$$

On adopter 4Ø8/ml (As = 2.01 cm^2

f-Vérification de la flèche

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

F = $F_1 + F_2$ avec: $F_1 = \dfrac{QL^4}{8EI}$ ……………. flèche due à la charge repartie.

$F_2 = \dfrac{PL^3}{3EI}$ ……………. flèche due à la charge concentrée.

g-Détermination du centre de gravité

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

$$Y_G = \frac{(100x12x6) + (15x7.7x10.8)}{120x12 + 15x7.7} = 6.42 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 6.42 \text{ cm} \Rightarrow Y_2 = h - Y_1 = 5.58 \text{ cm}$$

h-Calcul du moment d'inertie

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

$$I = \frac{100(6.42)^3}{3} + \frac{100 \times (5.58)^3}{3} + 15x7.7(10.8 - 7.7)^2 = 16827.5 \text{ cm}^4$$

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

.

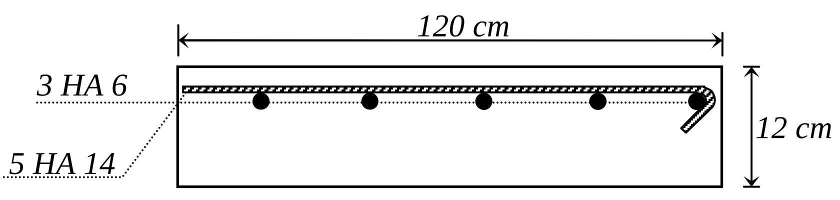
$$F = \frac{(1,20)^3 \times 10^2}{32164,2 \times 16827.5x10^{-5}}\left[\frac{11.32 \times 10^3 \times 120}{8} + \frac{9.8}{3}\right] = 0,06\text{cm}$$

$$F_{ad} = L/250 = 120/250 = 0,48 \text{ cm}$$

$F_{cal} = 0,06\text{cm} < F_{adm} = 0,48$ cm........ ....condition vérifiée.

Balcon	
M_u (KN.m)	19.91
µ	0.12
ß	0.936
Acal (cm^2)	5.65
Amin (cm^2)	1.30
Ar (cm_2)	2.01
Mser (KN.m)	14.47
Y (cm)	3.51
I (cm^4)	5945.41
σ_{bc}(MPa)	8.54
σ_{st}(MPa)	198.36
Adopte (cm^2)	5T14 (7.7cm^2)

Tableau IV.2- sollicitation et résultats des balcons



FigureIV.4- ferraillage

IV.3-Escaliers:

IV.3.1-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.

IV.3.2-Therminologie :

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, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre.

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, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon.La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

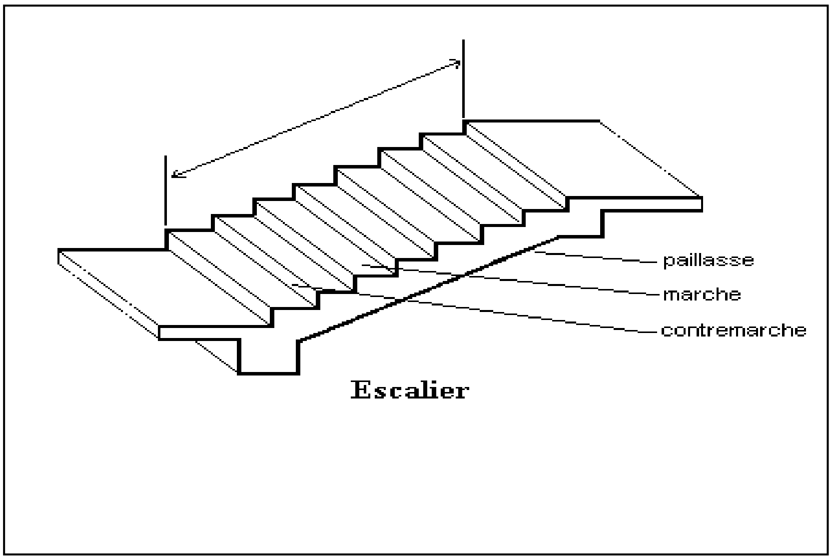


Figure IV.5- schéma d'un escalier

IV.3.3-Dimensions des escaliers:

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

$$59 \leq 2h + g \leq 66cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(1)$$

Avec :

h:hauteur de la marche (contre marche),

g:largeur de la marche,

On prend 2h+g=64cm

H : hauteur entre les faces supérieurs des deux paliers successifs d'étage (H=n.h=he/2)

n : nombre de contre marches

L : projection horizontale de la longueur total de la volée : $L = (n-1)g$

- Notre bâtiment compte deux types d'escaliers :
    1. escalier à deux volées avec deux paliers.
    2. escalier à trois volées avec deux paliers.

IV.3.4-Etude d'un escalier à deux volets:

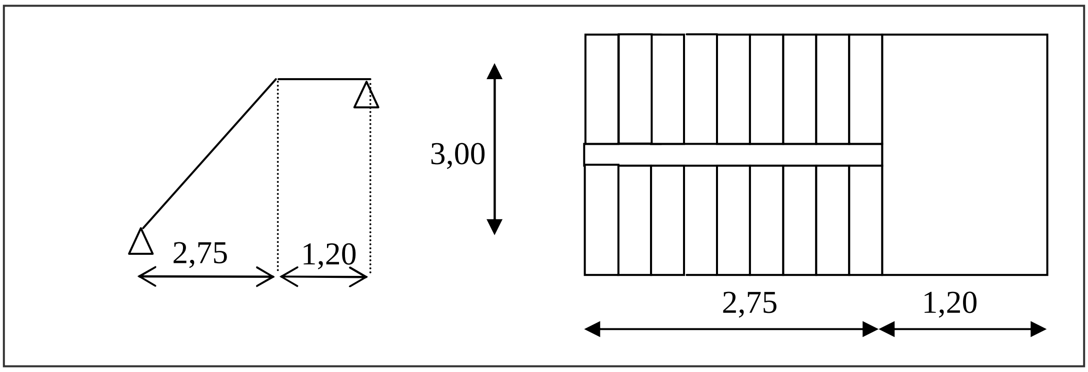


Figure IV.6-Dimonsion de l'escalier

IV.3.4.1-Dimensionement des marches et contre marches :

$$\begin{cases} H = n \times h \Rightarrow h = H/n \\ L = (n-1).g \Rightarrow g = L/(n-1) \end{cases}$$

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

Et puis : **m n²-(m+L +2H) n+2H=0 …. (2)**

Avec : m=60cm et H=300/2=150cm et L=276cm

Donc l'équation (2) devient : **60n²-636n+300=0**

La solution de l'équation est : **n=10(nombre de contre marche)**

Donc : **n-1=9(nombre de marche)**

Puis: **h=** $\frac{H/2}{n} = \frac{150}{10} =$ **15 cm ; donc on prend : h =17 cm**

g +2h = 64 donc :g =30cm

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$
$$2 \times 17 + 30 = 64 \quad \text{et} \; 59cm \prec 64cm \prec 66cm$$

L'inégalité vérifiée, on a 9 marches avec g=30cm et h=17cm.

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

IV.3.4.2-Epaisseur de la paillasse (ep):

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

$$\Leftrightarrow \frac{276}{30\times 0{,}87} \leq e_v \leq \frac{276}{20\times 0{,}87} \Leftrightarrow 10{,}57\text{cm} \leq e_v \leq 15{,}86\text{cm}$$, on prend : **e_v=14cm**

IV.3.4.3-Epaisseur de palier (ep):

$$ep = \frac{e_v}{\cos\alpha} = \frac{14}{0{,}87} = 16{,}09cm$$

On prend **: ep=17cm**.

IV.3.4.4-Evaluation des charges et des surcharges :

***a)* paillasse:**

1. Carrelage	(e=2cm)	0,02 2000 =40kg/m^2
2. Mortier	(e=2cm)	0,02 2000 =40kg/m^2
3. Lit de sable	(e=2cm)	0,02 1700 =34kg/m^2
4. Poids propre de la marche	(e=17cm)	0,5 0,17 2200 =187kg/m^2
5. Poids propre de la paillasse	(e=14cm)	2500 0,14/Cos29, 54=402kg/m^2
6. Enduit plâtre	(e=2cm)	0,02 1000 =20kg/m^2
		Total=723kg/m^2

G=723kg/m^2
Q=250kg/m^2

-Charge permanente **: G=7,23KN/m^2**
-Surcharge **: Q=2,5KN/m^2**
q_u= (1,35G+1,5Q).1m =13,51KN/ml
q_{ser}= (G+Q).1m=9,73KN/ml

***a)* Palier :**

1. Carrelage	(e=2cm)	0,02 2000=40 kg/m^2
2. Mortier dépose	(e=2cm)	0,02 2000=40kg/m^2
3. Lit de sable	(e = 2 cm)	0,02 1700=34kg/m2
4. Dalle pleine	(e =17cm)	0,17 2500=425kg/m2
5. Enduit plâtre	(e = 2 cm)	0,02 1000=20kg/m2
		Total=559kg/m^2

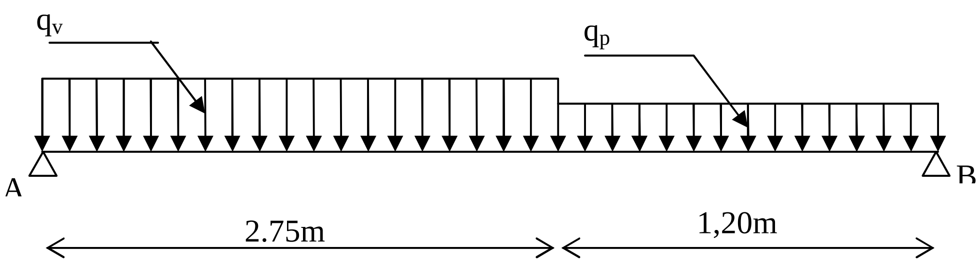
G=559kg/m^2
Q=250kg/m^2

-charge permanente **: G_2=5,59KN/m^2**

- surcharge d'exploitation **: Q=2,5KN/m^2**

$$\begin{cases} q_u = 11{,}29\text{KN/ml} \\ q_{ser} = 8{,}09\text{KN/ml} \end{cases}$$

Schéma statique :



IV.3.4.5-Calcul du moment maximal en travée a L.E.L.U :

Charge due au paillasse : q_v= 13,51KN/ml

charge due au palier :q_p = 11,29KN / ml

$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A+R_B= 50,58$ KN

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_a \times 3,95-(9,73\times 2,75\times(2,75+1,20))-8,09\times\frac{(1,20)^2}{2}=0$$

R_A=26,24 KN etR$_B$=24,33KN

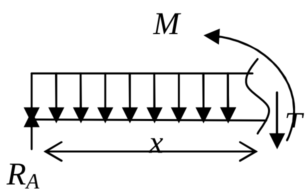
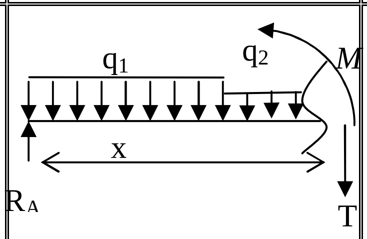
Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)	Moment fléchissant (M)
$0 \le x \le 2,75$ m		$T(x)=R_A-q_v.x$ $T(x)=0 \Rightarrow x=1,94$m $X=0 \Rightarrow T(0)=R_A$ $X=(2,75) \Rightarrow T(x)=-10,91$KN	$M(x)=R_A.x-q_1.x^2/2$ M(x=1,94) =25,48KN.m M (0)=0 M (2,75)=21,07KN.m
$2,75 \le x \le 3,95$m		$T(x)=R_A-2,4q_1-q_2(x-2,4)$ $x=2,75 \Rightarrow T(x)=-10,91$KN $x=3,95 \Rightarrow T=-24,33$KN	$M(x)=R_A.x-q_1.2,4(x-\frac{2,4}{2})$ $-q_2\frac{(x-2,4)^2}{2}$ M(3,6)=0

Tableau IV.3- Effort tranchant (T) + Moment fléchissant (M)

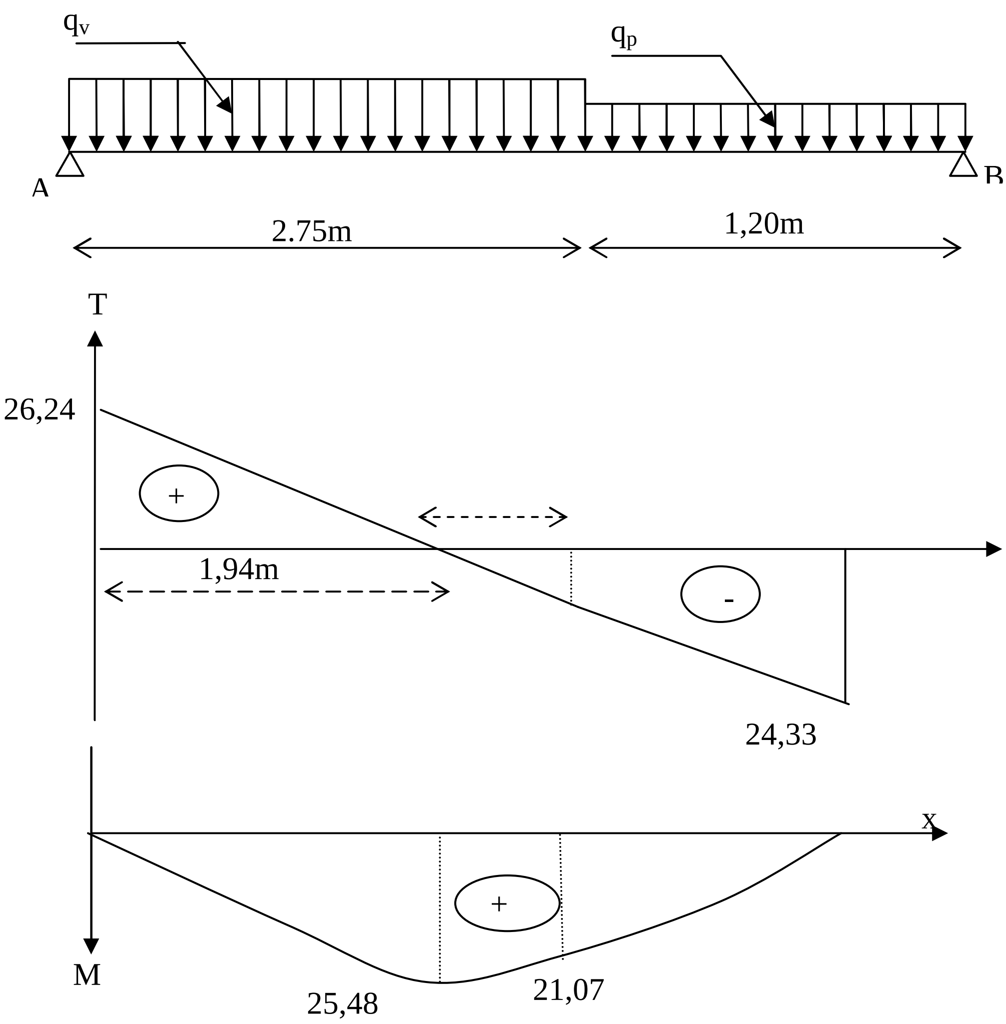


Figure IV.7- diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

E.L.U :

Donc :$\mathbf{M_{max}}$**=25,48KN.m**

D'où **:** $\mathbf{M_T}$ **=0,85.25,48=21,65KN.m**

$\mathbf{M_a}$**= 0,40.25,48=10,19KN.m**

Caracté ristique	**$h_{travée}$=14cm** **h_{appui}=17cm**	**b=100cm**	**Fe=400**	**=348Mpa** σ_s	**$D_{travée}$=0,9.h=12,6cm** **D_{appui}=0,9.h=15,3cm**		
/	M(KN.m)	μ	β	$A_{cal}(cm^2)$	A_{ad}(cm)	$A_r=A_{ad}/4$	$A_{r\ adoptée}$
Travée	21,65	0,108	0,943	5,23	5T12/ml =5,65cm^2 St=20cm	1,41	4ϕ8/ml =2,01cm^2 St=31cm
Appuis	10,19	0,034	0,983	1,94	5T10/ml =3,93cm^2 St=31cm	0,98	3ϕ8/ml =1,51cm^2 St=45cm

Tableau IV.4-Ferraillage

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	En travée A_{min}=0,23b.d.f_{t28}/Fe=1,52cm^2	A=5,65cm^2 A>A_{min} Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{26,24}{100\times 12,6}\times 10 = 0,21 Mpa$ $\bar{\tau}_u$ =min(0,13f_{c28},5Mpa)=2,86Mpa	$\bar{\tau}_u > \tau_u$ Condition vérifiée
Vérification au niveau des appuis	$A \geq \frac{1,15}{Fe}(Tu + \frac{Ma}{0,9d})$ $A \geq \frac{1,15}{400}(26,24\times 10^{-3} + \frac{10,19.10^{-3}}{0,9\times 0,153}) = 2,88 cm^2$ $A \geq 3,5 cm^2$	A=3,93cm^2 A=3,93>A=2,88cm^2 Condition vérifiée

Tableau IV.5-virification des conditions

IV.3.4.6-Vérification des contraintes à l'E.L.S:

En travée :

M_{tser}=14,53KN.m ; As=5,65cm²/ml

Position de l'axe neutre:

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

$$50y^2 + 84,75y - 1067,85 = 0 \Rightarrow y = 3,85cm$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d-y)^2 = 6507,69cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}\times y = \frac{14,53\times 10^3}{6507,69}\times 3,85 = 8,59Mpa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6\times fc_{28} = 13,2Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 8,59Mpa \prec \bar{\sigma}_{bc} = 13,2Mpa.........\text{condition vérifiée}$$

Sur appui:

Ma_{ser}=6,84KN.m, As=3,93cm²/ml

Position de l'axe neutre:

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

$$50y^2 + 58,95y - 901,93 = 0 \Rightarrow y = 3,69cm$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d-y)^2 = 7962,74cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6,84 \times 10^3}{7962,74} \times 3,69 = 3,16Mpa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times fc_{28} = 13,2Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 3,16Mpa \prec \overline{\sigma}_{bc} = 13,2Mpa.........condition.vérifiée$$

IV.3.4.7-vérification deLa flèche:(selon le B.A.E.L 91)

Condition	Vérification	
$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{30}$	0,039>0,033	Condition vérifiée
$A_s/b.d \geq 2/f_e$	0,005=0,005	Condition vérifiée

Tableau IV.6-virification des conditions

IV.3.5-Etude de La poutre palière:

IV.3.5.1-Dimensionnement:

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est:

L : la portée de la poutre L = 3,00m

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 21,33cm \leq h \leq 32cm \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 6,48cm \leq b \leq 8,64cm \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} h = 35cm \\ b = 30cm \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} h \geq 30cm \\ b \geq 20cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 35cm > 30cm..........condition\ verifiée \\ 30cm > 20cm..........condition\ verifiée \\ \frac{35}{30} = 1,16 < 4.....\ condition\ verifiée \end{cases}$$

IV.3.5.2-Charge supportée par la poutre:

Poids propre de la poutre: $0,3 \times 0,35 \times 25$=2,62KN/m

La charge d'exploitation : Q =2,50KN/m

Réaction du palier sur la poutre R_b = 50,58 KN/m

On a **:** $\mathbf{q_u}$ **=1,35x2,62+1,5x 2,5 +24,33KN/m=31,62KN/m**

$\mathbf{q_{ser}}$ **= 2,62+2,5+12,63 = 17,75 KN/m**

IV.3.5.3-Calcul des sollicitations (E.L.U):

$$M_0 = \frac{q_u . l^2}{8} = 31,62 \times \frac{(3,20)^2}{8} = 40,47 KN.m$$

M_t=0,85.M_0=34,39KN.m

M_a=0,4.M_0=16,18KN.m.

caractéristique	h =35cm	b=30cm	d=0,9h=31,5cm	σs=348Mpa	*Fe=400Mpa*
/	M(KN.m)	μ	β	A_{CAL} (cm²)	$A_{adopté}$
En travée	34,39	0,092	0,952	3,29	A_S=3,39cm^2 soit 3T12
En appui	16,18	0,043	0,9785	1,5	A_S=3,39cm^2 soit 3T12

Tableau IV.6- Le Ferraillage:

IV.3.5.4-Vérifications:

IV.3.5.4.1-Condition de non fragilité:

$A_{min} \geq 0,23b.d.f_{t28}$ /fe=1,03cm^2

En travée: 3,39cm^2>1,03cm^2

En appuis:2,26cm^2>1,03cm^2

IV.3.5.4.2-Vérification de la contrainte de compression du béton:

Q_{ser} =17,75KN/m

$$M_{ser}=\frac{Ql^2}{8}=17,75\times\frac{(3,20)^2}{8}=22,72KN.m$$

$M_{t.ser}$=0,85.22,72=19,31KN.m

M_a=0,4. 22,72=9,09KN.m

En travée:

Position de l'axe neutre: As=3,39cm^2 ; d=31,5cm

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

$$y=8,77cm$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I=\frac{by^3}{3}+15As(d-y)^2=33039,79cm^4$$

$$\sigma_{bc}=\frac{M_{ser}}{I}\times y=\frac{19,31\times10^3}{33039,79}\times 8,77=5,12Mpa$$

$$\overline{\sigma}_{bc}=0,6\times fc_{28}=13,2Mpa$$

$$\sigma_{bc}=5,12Mpa \prec \overline{\sigma}_{bc}=13,2Mpa\text{.........condition vérifiée}$$

Sur appui:

As=3,39cm² $\Rightarrow$ y=8,77cm

I_0=33017,06cm^4

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{9{,}09\times 10^3}{33017{,}06} \times 8{,}77 = 2{,}41\text{Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times fc_{28} = 13{,}2\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2{,}41\text{Mpa} \prec \overline{\sigma}_{bc} = 13{,}2\text{Mpa} \text{..........condition vérifiée}$$

Contrainte de cisaillement:

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

$$T = \frac{Q.L}{2} = 31{,}62 \times \frac{3{,}20}{2} = 50{,}59\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{50{,}59\times 10}{30\times 31{,}5} = 0{,}53\text{Mpa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\{0{,}13f_{c28}, 5\text{Mpa}\} = 2{,}86\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0{,}53\text{Mpa} \prec \overline{\tau}_u = 2{,}86\text{Mpa} \text{...........conditionvérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement

IV.3.5.5-Armatures transversales At:

-Diamètre des armatures At:

$$Ø_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, Ø_L\right\} = \min\{10mm, 30mm, 14mm\}$$

On prend $Ø_t$=8mm

-Espacement S_t:

$S_t \leq \min\{0{,}9d.40cm\} = \min\{28{,}35\,;\,40\}cm$

D'après le R.P.A 99 (version 2003)

Zone nodale $St \leq \min\{15cm, 10Ø_L\} = \min\{15;14\}cm \Rightarrow S_t = 10cm$

Zone courante $St \leq 15Ø_L = 21\text{cm}$ donc on prend $S_t = 15cm$.

-Ancrage des armatures tendues:

$$\tau_s = 0{,}6.\psi^2.f_{tj} = 0{,}6\times 1{,}5^2 \times 1{,}92 = 2{,}60\text{Mpa}$$

La longueur de scellement droit l_s:

$$l_s = \frac{Ø.f_e}{4.\tau_s} = \frac{1{,}4\times 400}{4\times 2{,}60} = 53{,}84cm$$

On prévue une courbe égale à :r=5,5 Ø =7,7cm

$$L_2 = d - \left(c + \frac{Ø}{2} + r \right) = 31,5 - (3 + 0,7 + 8) = 19,8cm$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{53,84 - 2,19 \times 8 - 19,8}{1,87} = 8,83cm$$

-Calcul de la flèche:

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

Condition	vérification	
$h_t / L \geq 1/16$	35/320=0,109>0,0625	Condition vérifiée
$h_t / L \geq M_{t.ser} / 10.M_{0.SER}$	0,109>19,31/10.22,72=0,085	Condition Vérifiée
$A_s / b.d \leq 4,2 / f_e$	3,39/30.31,5=0,00035<0,0105	Condition Vérifiée

Tableau IV.7-virification des conditions

Donc il est inutile de calculer la flèche.