Chapitre III :
Calcul des éléments secondaires

Exemple de calcul :

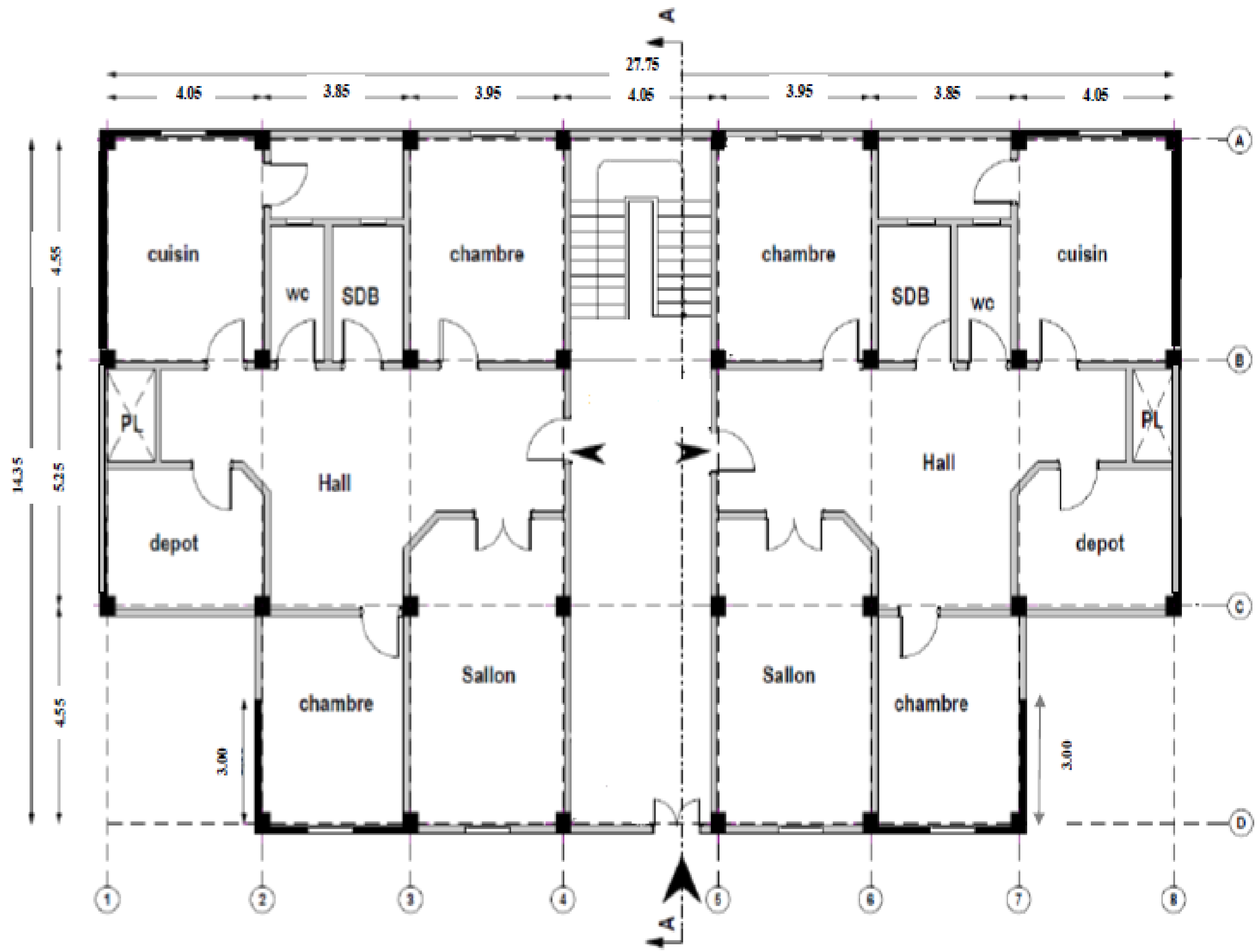


Figure : Vue en plan de RDC et étage courant du bâtiment.

Acrotère

G = 1.72 KN/ml
Q = 1.00 KN/ml

Balcons

G = 5.75 KN/m²
Q = 3.5 KN/m²

Palliasse

G=10.186KN/ml
Q=2.5 KN/ml

Palier

G=6.02 KN/ml
Q=2.5 KN/ml

Plancher terrasse :
Q= 1 KN/m^2
G= 6.72 KN/m^2

Plancher étage :
Q= 1.5 KN/m^2
G= 5.14 KN/m^2

III Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction

Dans toute structure, on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne participent pas au contreventement de la structure.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2 Calcul de l'acrotère

a) Introduction

L'acrotère est un élément 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.

Il est réalisé en béton armé. Soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (figure. III.1)

b) Evaluation des Charges :

Poids propre de l'acrotère : **G** = 1.72 KN/ml
Surcharge (la main courante) : **Q** = 1.00 KN/ml

c) Forces horizontales F_P sont calculée par la formule suivante :

$F_P = 4A \times C_P \times W_P$ …… ***RPA 99 version 2003 (Art 6.2.3)***

A= 0,15 Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa),

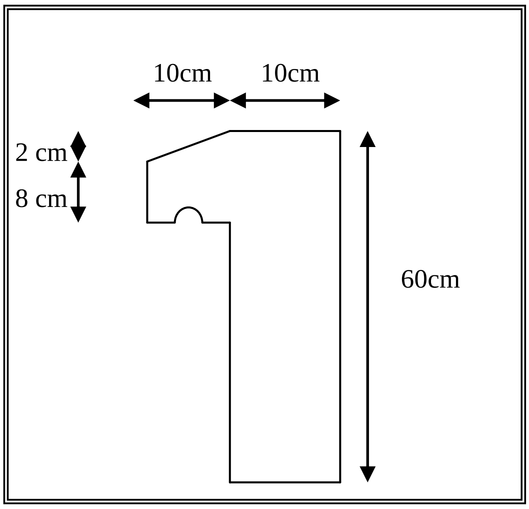


Figure III.1: Type d'acrotère

C_P= 0,8 Facteur de force horizontale ***(tableau 6.1, RPA99/V2003).***
W_P= Gac= 1.72 KN/ml (Poids propre de l'acrotère).

F_P = 4 × 0,15 × 0,8 × 1.72 = 0.82 KN/ml

F_P ≤ 1,5Q ; 0.82 ≤ 1,5 (condition vérifiée)

Donc on fait le calcul avec **Q.**

III.2.1. Sollicitations :

a) Etat limite ultime :

N_u=1.35N_G =1.35×1.72=2.322 KN/ml
M_u=1.5N_Q.h =1.5×1×0.6 =0.9 KN.m/ml

b) Etat limite de service :

N_{ser}= N_G = 1.72 KN/ml
M_{ser}= N_Q = 1×0.6 = 0.6 KN.m/ml

III.2.2 Ferraillage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (Fig.III.2).

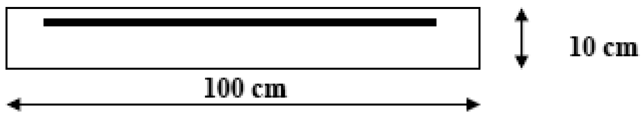


Figure III.2: Section théorique pour le ferraillage de l`acrotère

Les dimensions de la section :
h = 10cm
b = 100cm
d = 0.9 h = 0.9 × 10 = 9 cm

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que ce sont des éléments qui sont exposés aux intempéries, (variation de température, eau, neige, etc. …).Le calcul se fera alors à l'ELU et à l'ELS.

- **Calcul à l'E.L.U :**

Selon l'article A.4-4 du B.A.E.L91, en adoptant une excentricité totale de calcul :
e= e_1 + e_2 tel que e_1= e_0 + e_a
e_0 : Excentricité de la résultante des contraintes normales.
e_2: Excentricité dus aux effets de second ordre.
e_a : Excentricité additionnelle.

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.322} = 0.39 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4.h}(2+\alpha\phi)$$

Calcul de l'élancement :

l_f= 2l_0 = 2× 0,6 = 1.2 m

i= $\sqrt{\frac{I}{B}}$ avec: I = $\frac{b.h^3}{12}$; B = b × h ; i = 0.029 m

$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1.2}{0,029} = 41.38$

$\lambda_{max} \leq$ max (50, min [67 × e_0/h,100])

$\lambda_{max} \leq 100$

$\lambda = 41.38 < 100$

Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement.

α = 10 (1-(Mu /1,5.Mser)) = 0

$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{10^4.0,1} \times 2 = 0,0086$ m

ea > Max (2cm, l_0/250) = Max (2cm, 60/250) $\Rightarrow e_a = 0,02$ m

e_1 =0.39 +0.02= 0.41m

e= e_1+ e_2 = 0.41 + 0.0086 = 0,419 m

On a : $\frac{l_f}{h} = 12$

$\frac{l_f}{h} \leq$ Max (15, $\frac{20.e_1}{h}$) = 82 ⇒ On tiendra compte des effets du second ordre.

On majore Nu, Mu ; tel que la méthode forfaitaire consiste à tenir compte des effets du second ordre en introduisant l'excentricité totale :

La sollicitation corrigée.

N'_u =2.322 KN

$M'_u = N'_u \times (e1 + e_2) = 2.322 \times 0,419 = 0.97$ KN.m

$M_{ua} = M'_u + N'_u \times (d - \frac{h}{2})$

$M_{ua} = 0.97 + 2.322 \times (0.09 - \frac{0.1}{2})$

M_{ua} = 1.06 KN.m

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

a/ 1ère étape : étape fictive :

$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.06}{0.09^2 \times 14.17} \times 10^{-3} = 0.0092 \Rightarrow \mu = 0.0109 < 0.186$ domaine 1.

μ< 0.186 ⇒ pas d'acier comprimé (SSAC)

$\alpha = 1.25\,(1 - \sqrt{1-2\mu})$

α = 0.013

Z = d × (1− 0.4α) = 0.089 m

ε = 10 ‰

σs = 348MPA

$A_1 = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = (\frac{0.106}{0.089 \times 348}) \times 10^{-2}$

A_s= 0.34 cm^2

b/ 2èmeétape : Retour à la section réelle :

La section des armatures tendues dont la section réelle est (Au).

$A_u = A_{u1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

Avec : $\sigma_{st} = \sigma_{s10}$

$A_u = (0.34*10^2) - \frac{2.322 \times 10^{+3}}{348} = 0.27$ cm^2/ml

- **Calcul à l'ELS**

M_{ser}*= 0.6 KN.m/ml*

N_{ser} *= 1.72 KN/ml.*

- *Calcul de l'excentricité*

$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.72} = 0.35m \Rightarrow e_0 = 35\ cm$

$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{0.10}{6} = 0.0167\ m \Rightarrow e_1 = 1.67\ cm$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ *La section est partiellement comprimée (SPC)*

On calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant par rapport au c.d.g des armatures tendues.

$M_{ser/A} = M_{ser} + N_{ser} \times (d - \frac{h}{2}) = 0.6 + 1.72 \times (0.09 - \frac{0.1}{2}) = 0.67$ KN.m/ml

La contrainte du béton est donnée / ELS: $\sigma_{bc} = 0.6\ f_{c28} = 15$ MPa

La contrainte de l'acier :

Selon la rectification 99 du BAEL91

Arti.A.4.5.33 (cas de fissuration préjudiciable).

$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{2/3 f_e ; \max\left(0.5 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right\} = 201.63$MPa

$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} \times 0.09 = 0.047$ m

$Z = d - \frac{X}{3} = 0.09 - \frac{0.047}{3} = 0.074$ m

$M_1 = \frac{1}{2} b\ X\ \bar{\sigma}_{bc} Z = 1/2(1 \times 0.047 \times 15 \times 0.074) = 0.026$ MN.m/ml

$M_{ser/A} = 0.067 \times 10^{-2}$ MN.m/ml < M_1=0.026 MN.m/ml

$M_{ser/A} < M_1 \Rightarrow$Section sans armatures comprimées (SSAC)

$A_{ser1} = \frac{M_{ser}}{z\bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.067 \times 10^{-2}}{0.074 \times 201.63}$ =0.45 cm²

$A_{ser} = A_{ser1} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} = 0.45 \times 10^{-4} - \frac{0.172 \times 10^{-2}}{201.63}$ =0.36 cm²

A_{ser}= 0.36 cm²

- **Condition de non fragilité**

$A_{min} > \frac{0.23 b_o d f_{t28}}{f_e} = 1.09$ *cm²/ml*

Donc As>max (A_u; A_{ser}; A_{min})

*Qui nous donne **4HA8** = 2,01cm²/ml espacée de 25cm*

- **Armature de répartition :**

$A_r = A_s / 4 = 0,5025$ cm²

*On adopte **4HA6** avec un espacement de 15 cm*

- **Vérification au cisaillement:**

$\bar{\tau}_u = min\ (0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa) = 2.5$ MPa

$V_u = 1.5 \times Q = 1.5\ KN / ml$

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1.5}{1 \times 0.09} = 0.017$ MPa

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

Il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales, les armatures de répartition sont suffisantes.

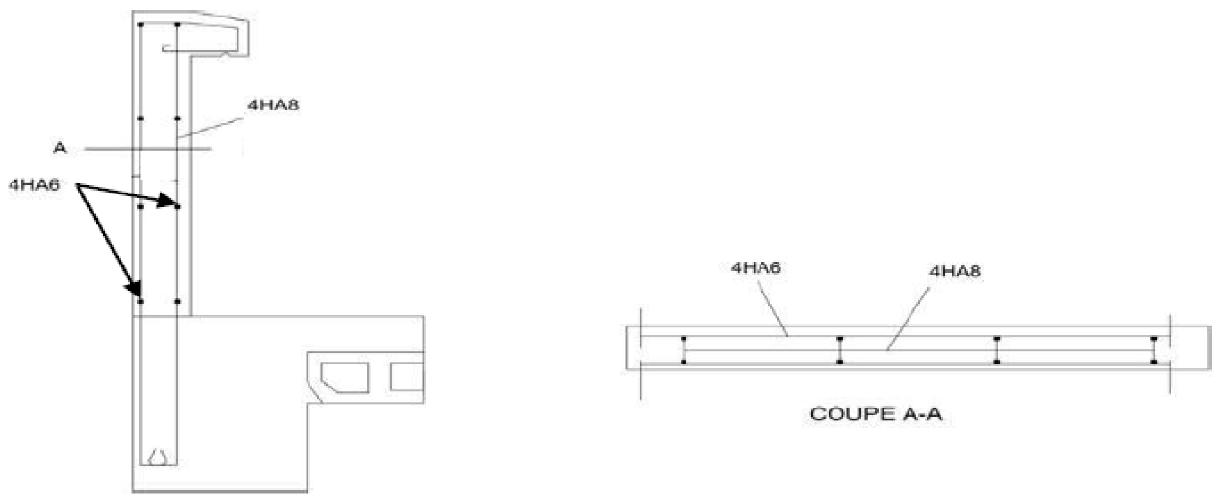


Figure III.3: Disposition constructive des armatures de l'acrotère.

III.3 Calcul des balcons

III.3.1 Introduction

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par : **L/35 < e < L/30**⇒ avec L = 1.20 m

3.42≤ e ≤ 4 on prend : e = 15 cm.

Avec des considérations pratiques (expérience) ; on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas plus pratique alors on doit majorer à **: e = 15 cm**.

Les balcons sont des éléments décoration dans les bâtiments, ils sont calculés comme des consoles encastrées.

$$L_x = 1{,}2m$$

$$L_y = 3{,}85$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{120}{385} = 0{,}311$$

$\rho = 0{,}311 < 0{,}4$ La dalle travaille dans un seul sens (comme une console)

- **Evaluation des charges**

G = 5.75 KN/m²
Q = 3.5 KN/m²

Pour 1 ml :
G = 5.75 KN/m
Q = 3.50 KN/m
P=1KN
Le calcul peut se fait pour une bande de 1m.

III.3.1Sollicitations

Puisque le balcon est exposé aux intempéries, donc le calcul se fera à L'E.L.S.

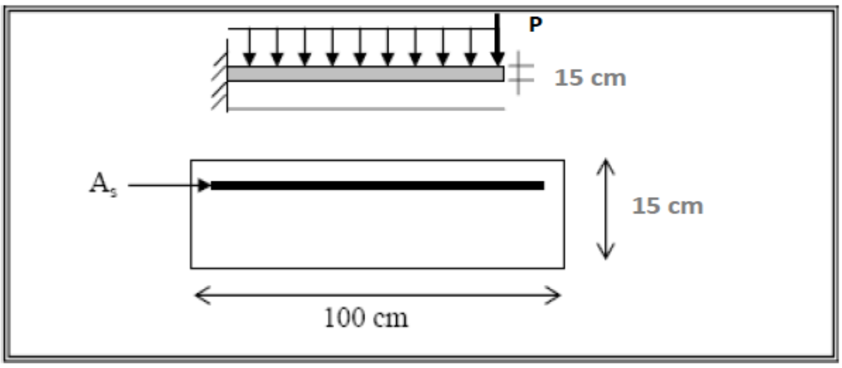


Figure III.4: Section théorique pour le ferraillage du balcon.

- **Combinaisons**

a/ E.L.U

q_u= (1,35G+ 1,5Q) * 1

q_u= (1, 35× 5.75+ 1, 5× 3,5)* 1=13.012 KN/m

P_u=1, 35× P

P_u=$1{,}35 \times 1 = 1{,}35$ KN

b/ E.L.S

q_S= (G+Q) *1= (5.75+3, 5) *1=9.25 KN

P_S=P=1KN

- **Calcul des sollicitations**

a/ E.L.U

$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + P_u \times L$

$M_u = \frac{13.012 \times 1{,}2^2}{2} + 1{,}35 \times 1{,}2 = 10.988\ KN.m$

$V_u = q_u \times L + P_u$

$V_u = 13.012 \times 1{,}2 + 1{,}35 = 16.96\ KN$

b/ ELS

$M_S = \frac{q_S \times L^2}{2} + P_S \times L$

$M_S = \frac{9.25 \times 1{,}2^2}{2} + 1 \times 1{,}2 = 7.86\ KN.m$

$V_S = q_S \times L + P_S$

$V_S = 09.25 \times 1{,}2 + 1 = 12.10\ KN$

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple :

b=100cm

h=15cm

d=0,9 h=13,5cm

M_u=10.988 $KN.m$

$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{10.988 \times 10^{-3}}{14{,}17 \times 0{,}135^2}$=0,042 $<$ μl =0,392 (les armature comprimée ne sont pas nécessaires)

α=1,25(1-$\sqrt{1 - 2\mu_{bu}}$)

α=0,053

Z= d $\times$(1-0,4α)

Z=0,132m

$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times \boldsymbol{Z}} = \frac{10.988 \times 10^{-3}}{348 \times 0{,}132}$ =2,39cm²

Condition non fragilité :

$$A_{min} \geq 0{,}23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$A_{min} \geq 0{,}23 \times 100 \times 13{,}5 \times \frac{2{,}1}{400}$ =1,630cm²

Soit : **3HA12 (A_u = 3.39 cm²)**

c/ Espacement :

$\delta_t \leq \min(3 \times h; 33cm)$

$\delta_t = 33cm$

d/ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{3{,}39}{4} = 0{,}848cm^2$$

Soit : **3HA8 (A_s = 1.50 cm²)**

e/ Espacement :

$\delta_t \leq \min(3 \times h; 33cm)$

$\delta_t = 33cm$

- **Vérification à L'ELU :**
- **Vérification des contraintes de cisaillement**

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{16.96 \times 10^3}{1000 \times 135}$

$\tau_u = 0{,}125MPa$

Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min(0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_B}; 5MPa)$$

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

$\overline{\tau_u}$ = 2,5MPa

Donc :

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$………………C.V

Pas de risque de rupture par cisaillement.

- **Vérification des contraintes**

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

Position de l'axe neutre :

$\frac{1}{2} by^2 + \boldsymbol{\eta}(y - c')A_s' - \boldsymbol{\eta}(d - y)A_s$=0

$50 \times y^2 + 15(y - 13{,}5) \times 0 - \mathbf{15}(13{,}5 - y) \times 3{,}39 = 0$

y=3,23cm

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100 \times 3.23^3}{3} + 15 \times 3.39 \times (13.5 - 3.23)^2 = 6486.57cm^4$$

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{7.86 \times 3{,}23}{6486{,}57}$= 3.91MPa

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ ……….C.V

La contraint dans l'acier :

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

$\overline{\sigma_{st}}$=min($\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}$)

$\overline{\sigma_{st}}$=min($\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1{,}6 \times 2{,}1}$)

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

$\overline{\sigma_{st}}$=266,67MPa

$$\sigma_{bc} = \frac{15M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$\sigma_{bc} = \frac{15M_{ser} \times (d-y)}{I} = \frac{15 \times 7.86 \times 10^6 \times (135 - 32{,}5)}{6486{,}57 \times 10^4}$

$\sigma_{bc} = 186.30$MPa

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ ……….C.V

- **Vérification de la flèche**

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \end{cases} \begin{cases} \frac{0{,}15}{1{,}2} = 0{,}125 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625 \quad CV \\ \frac{0{,}15}{1{,}2} = 0{,}125 \geq \frac{10.988}{10 \times 10.988} = 0{,}1 \quad CV \\ \frac{3{,}39}{100 \times 13{,}5} = 0{,}0025 \leq \frac{4{,}2}{400} = 0{,}015 \quad CV \end{cases}$$

Les trios condition de la flèche sont vérifier donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

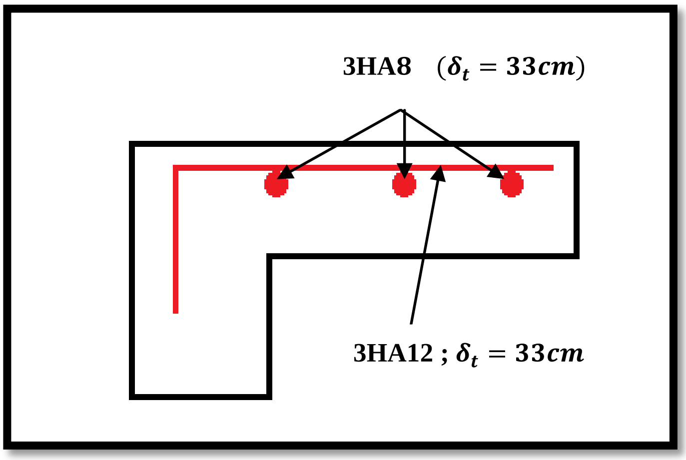


Figure III.5: Schéma de ferraillage du balcon.

III.4 Calcul des escaliers

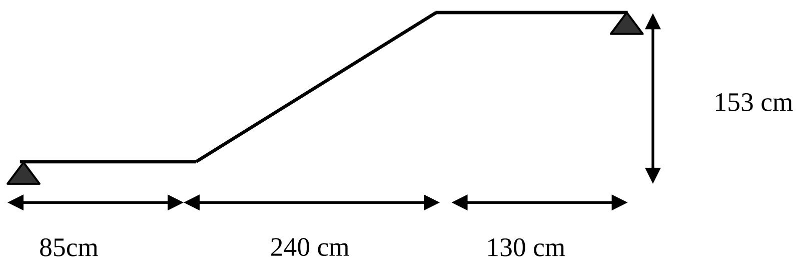
III.4.1 Définition

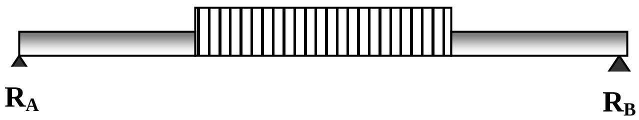
Les escaliers constituent la famille la plus employée des circulations verticales. En effet, quel que soit le type de bâtiment, ils sont indispensables soit à titre de circulation principale, comme dans une maison individuelle, soit à titre de circulation de service ou de secours dans un immeuble collectif ou dans un établissement recevant du public.

Plusieurs dispositifs permettent de passer d'un niveau à un autre, en fonction de la dénivellation et de la longueur disponible, c'est-à-dire de l'inclinaison de la pente la plus faible à la plus inclinée.

- **Schéma statique**

Palliasse :G_1=10.186KN/ml
Q_1==2.5 KN/ml
Palier : G2=6.02 KN/ml
Q2=2.5 KN/ml





III.4.2 Charges et surcharges

Palliasse :G1=10.186 KN/m^2
:Q1=2.5 KN/m^2

Palier : G2=6.02 KN/m^2
:Q2=2.5KN/m^2

III.4.3 Combinaisons des charges

a) Calcul des charges a l'ELU et l'ELS

Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

a) Palliasse

L'ELU

$qu_1 = 1.35\ G_1 + 1.5\ Q_1 \Rightarrow qu_1 = 1.3510.186 + 1.5\ 2.5$

$qu_1 = 17.50$KN/ml

L'ELS

$qser_1 = G_1 + Q_1 \Rightarrow qser_1 = 10.186 + 2.5$

$qser_1 = 12.686$ KN/ml

b) Palier

L'ELU

$qu_2 = 1.35\ G_2 + 1.5\ Q_2 \Rightarrow qu_2 = 1.35\ 6.02 + 1.5\ 2.5$

$qu_2 = 11.877$ KN/ml

L'ELS

$qser_2 = G_2 + Q_2 \Rightarrow qser_1 = 6.02 + 2.5$

$qser_2 = 8.52$ KN/ml

Tableau III.1: Combinaisons des charges l'escalier.

Combinaisons	**Paillasse (KN/ml)**	**Palier (KN/ml)**
ELU	17.50	11.877
ELS	12.686	8.52

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

b) Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants

Type N°1 :
ELU :

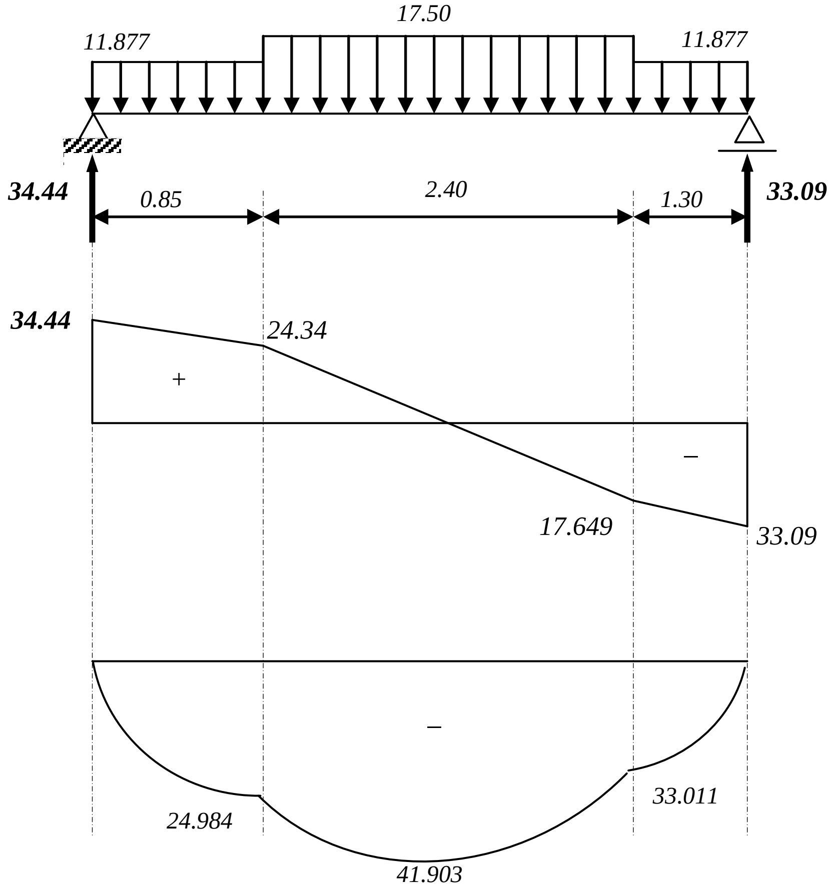


Figure III.6: Diagrammes de moment fléchissant et de L'effort tranchant à l'ELU.

Tableau III.2: Tableau récapitulatif des sollicitations.

	M_{max} (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T_{max} (KN)
E.L.U	41.903	12.570	35.617	34.44
E.L.S	26.945	8.083	22.903	24.87

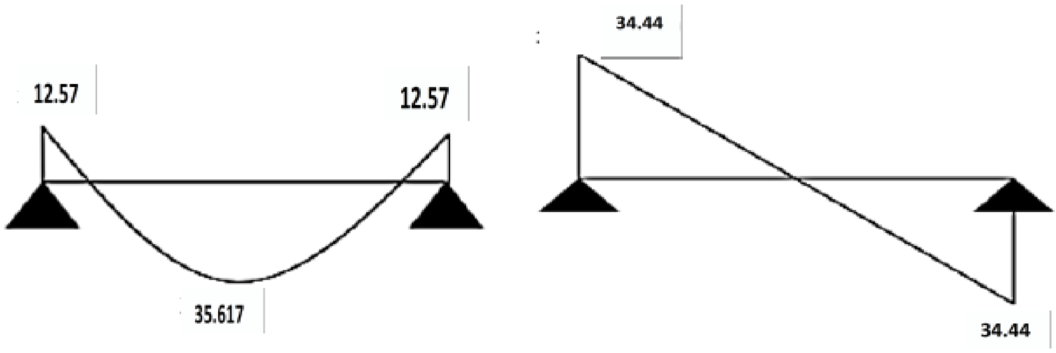


Figure III.7: Moments et efforts tranchants á E.L.U.

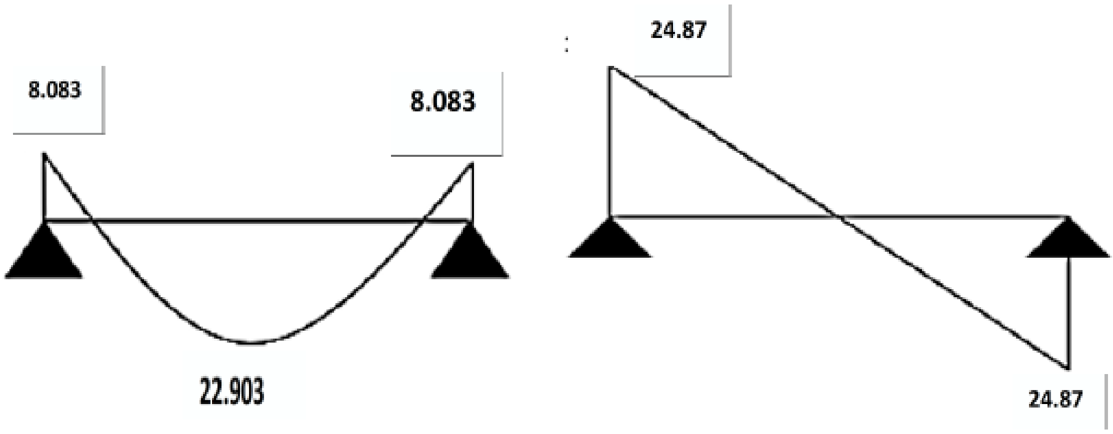


Figure III.8: Moments fléchissant et efforts tranchants á E.L.S.

III.4.4. Calcul de ferraillage

Type N°1 :

- **Armatures longitudinales**
- **Travée**

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2MPa$$

$$f_s = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1.5} = 348MPa$$

$$\mu = \frac{M_U}{b * d^2 * \sigma_b} = \frac{35.617 \times 10^3}{14.2 \times (16.2^2 \times 100)} = 0.095 < 0.392$$

Section simplement armé.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u}) = 0.125$$
$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.95$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{35.617 \times 10^3}{0.95 \times 16.2 \times 348} = 6.65cm^2$$

- **Conditions non fragilité**

$$A_{min} = \max\left\{\frac{b \times h}{1000}, 0.23 \times bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right\} = \max\left\{\frac{100 \times 18}{1000}, 0.23 \times 100 \times 162 \times \frac{2.1}{400}\right\} = \max\{1.8, 1.95\} cm^2$$

$$A_{min} = 1.95cm^2 < 6.65cm^2$$

On pond ***5HA14 ; 7.69cm²***

- **Espacement :**

$$S_t \leq \min\{3ep, 33cm\} = 33cm$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25cm$$

- **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.922cm^2$$

On pond ***4HA8 ; 2.00cm²***

- **Espacement entre les armatures**

$$S_t \leq \min\{4h, 45cm\} = \min\{72, 45\}$$

$$S_t \leq 45cm$$

$$S_t = 33cm$$

- **Ferraillage aux appuis**

$$M_u = 12.57KN.m$$

$$\mu = \frac{12.57 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 16.2^2} = 0.033 < 0.392$$

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.041$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.98$$

$$A_u = \frac{12.57 \times 10^3}{0.98 \times 384 \times 16.2} = 2.27cm^2$$

Condition de fragilité

$$A_{\min} = \max\left\{\frac{b \times h}{1000}; 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{fe}\right\} = \max\{1.8; 1.95\}$$

$$A_{\min} = 1.95cm^2 < 2.27cm^2$$

On prend:***4HA10 S=3.15 cm²***

Espacement

$$S_t \leq \min\{3ep, 33cm\} = 33cm$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25cm$$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.15}{4} = 0.80cm^2$$

On prend: ***3HA8 S=1.51 cm²***

Vérification à E.L.S

On vérifie que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + n \times A'_s(y - c') - n \times A_s(d - y) = 0$$
$$Avec \rightarrow n = 15$$
$$h \times A'_s \ (y - c') = 0$$
$$Travée:$$
$$\frac{100}{2} y^2 - 15 \times 7.69(16.2 - y) = 0$$
$$50y^2 + 115.35y - 1868.67 = 0$$
$$y^2 + 2.307y - 37.37 = 0$$
$$\Delta = b^2 - 4ac = 154.80$$
$$y = \frac{-2.772 + 13.6861}{2} = 5.06$$
$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s(d - y)^2$$
$$I = \frac{100 \times 5.06^3}{3} + 15 \times 7.69 \times (16.2 - 5.06)^2 = 18633.35cm^4$$
$$\sigma_b = \frac{22.903 \times 10^5 \times 5.06}{18633.35 \times 10^2} = 6.21MPa < \bar{\sigma}_b = 15 \ MPa \qquad \Rightarrow OK$$

Tableau III.3: Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_b \le \bar{\sigma}_b$
Travée	22.903	7.69	5.06	18633.35	6.21	CV
Appuis	8.083	3.15	3.47	9049.72	8.78	

- **Vérification de la contraint de cisaillement**

$$T_{max} = 34.44KN$$
$$\tau_u \le \overline{\tau_u}$$
$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{34.44 \times 10^3}{162 \times 1000} = 0.212MPA$$

- **La fissuration est considérai comme peu préjudiciable**

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right\} = \min\{3.33MPa;5MPa\}$$
$$\tau_u = 0.212 < 3.33 \rightarrow CV$$

- **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées(B.A.E.L.91modifié99) : Note : **Mt :** c'est le moment en travées a l'ELS.

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \ge \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{455} = 0.039 \le 0.0625 \rightarrow CNV \\ \frac{h}{l} \ge \frac{M_T}{10M_0} \Rightarrow 0.039 > \frac{22.903}{10 \times 41.903} \Leftrightarrow 0.039 > 0.054 \rightarrow CNV \\ \frac{A}{b.d} \le \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{A}{b.d} = \frac{7.69}{100*16.2} = 0.0047 \le \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \rightarrow CV \end{cases}$$

Comme les conditions (1) et (2) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

- ❖ **Evaluation des flèches (BAEL91 B.6.5, 2) :**

La part de la flèche totale ft qui doit être comparée aux limites admissibles a pour valeur :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \overline{f} = \frac{l}{500}$$

Avec :

- Les flèches $\boldsymbol{f_{gi}}$ et $\boldsymbol{f_{gv}}$ dues à l'ensemble des charges permanentes.
- La flèche $\boldsymbol{f_{ji}}$ due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- La flèche $\boldsymbol{f_{pi}}$ due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré.

Position de l'axe neutre :

$b \times y_1^2 - 30(A + A')y_1 - 30(d \times A - d' \times A') = 0 \longrightarrow y_1$ =5.06cm$>$ 0….CV

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :

$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times [A \times (d - y_1)^2 + A' \times (y_1 - d^2)]$

I= 18633.35 cm^4; d = 16.2cm; h= 18 cm; As=7.69cm^2; b=100cm; f_{t28}= 2.1 MPa.

- ❖ **Calcule le moment d'inertie de la section homogène $\mathbf{I_0}$** :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh\left[\frac{h}{2} - V\right]^2 + 15A_s(d - V)^2$$

$$V = \frac{\left[\frac{bh^2}{2} + 15A_s d\right]}{bd + 15A_s}$$

$$V = \frac{\left[\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 7.69 \times 16.2\right]}{100 \times 16.2 + 15 \times 7.69}$$

V= 10.41cm

$$I_0 = \frac{100 \times 16.2^3}{12} + 100 \times 18\left[\frac{18}{2} - 10.41\right]^2 + 15 \times 7.69(16.2 - 10.41)^2$$

I_0= 42874.98cm^4

Déformation instantanée :

$$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}05 f_{t28}}{(2 + 3\frac{b_0}{b})\rho}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{7.69}{100 \times 16.2} = 0{,}0047$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05 \times 2{,}1}{(2 + 3)0{,}0047} = 4.468$$

$$\lambda_V = \frac{2}{5}\lambda_i = 1.787$$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$=32164,2MPa

$E_v = \frac{1}{3}E_i$=10721,4MPa

❖ ***Calcul les moments fléchissant à ELS*** **:**

Calcul (f_{gi} ; f_{gv}) :

q de palier = 6.02 KN/m

Paillasse : 10.186KN/m

q_{eq}=8.217KN/m

Ms= 0.85 M_0*

M_0= ($q*l^2$) /8= 21.264KN.m

Ms= 18.074KN.m

$$\sigma_s = \frac{15.M_s(d-y)}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{15*18.074*(16.2-5.06)}{18633.35}$$

$$\sigma_s = 16.20$$

$$\mu = 1-(\frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}})$$

$$\mu = 0.296$$

$$I_f = \frac{1.1 I_0}{1+\lambda\mu}$$

$$I_{fgi} = \frac{1.1 I_0}{1+\lambda_i\mu} = \frac{1.1*42874.98}{1+(0.296*4.468)}$$

$$I_{fgi} = 20311.14 cm^4$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 I_0}{1+\lambda_v\mu} = \frac{1.1*42874.98}{1+(0.296*1.787)}$$

$$I_{fgv} = 30865.49 cm^4$$

$$f_i = \frac{M*L^2}{10*E_i*I_{fi}} = \frac{18.074*10^6*(4.55*10^3)^2}{10*32164.2*20311.14\times10^4}$$

$$f_{gi} = 5.72$$

$$f_i = \frac{M*L^2}{10*E_v*I_{fv}} = \frac{18.074*10^6*(4.55*10^3)^2}{10*10721.4*30865.49}$$

$$f_{gv} = 11.30$$

❖ ***Calcul flèche instantanée (f_{ji}) :***

Palier : q= 4.5

Paillasse: q= 7.19

$$q_{eq} = \frac{4.5*(0.85+1.3)+(5.33)*2.4}{4.55} = 4.93 KN/m$$

Ms= 0.85* M_0

M_0= (q*l^2) /8

Ms= 10.84KN.m

$$\sigma_s = \frac{15.M_s(d-y)}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{15*10.84*(16.2-5.06)}{18633.35}$$

$$\sigma_s = 97.21 MPa$$

$$\mu = 1-(\frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}})$$

$$\mu = 0.26$$

$$I_f = \frac{1.1 I_0}{1+\lambda\mu}$$

$$I_{fji} = \frac{1.1 I_0}{1+\lambda_i\mu} = \frac{1.1*42874.98}{1+(0.26*4.468)}$$

$$I_{fji} = 21817.51 cm^4$$

$$f_i = \frac{M*L^2}{10*E_i*I_{fi}} = \frac{10.84*10^6*(4.55*10^3)^2}{10*32164.2*21817.51}$$

$$f_{ji} = 3.19$$

❖ ***La flèche due la combinaison de :***

Q+G= f_{pi}

Palier : q_p=6.02+2.5=8.52

Paillasse : q_p= 10.186+2.5=12.686

$$q_{eq} = \frac{2.15*(8.52)+(12.686)*2.4}{4.55} = 10.717 KN/m$$

$$M_s = 23.57 KN.m$$

$$\sigma_S = 182.429 MPa$$

$$\mu = 0.42$$

$$f_{pi} = 6.164$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ij} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f = 11.30 - 3.19 + 6.164 - 5.72$$

$$\Delta f = 8.55$$

D'après BAEL 91 Article (B.6.5.3) :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \le \overline{f} = \frac{l}{500}$$

$$8.55 \le 9.1 ....CV$$

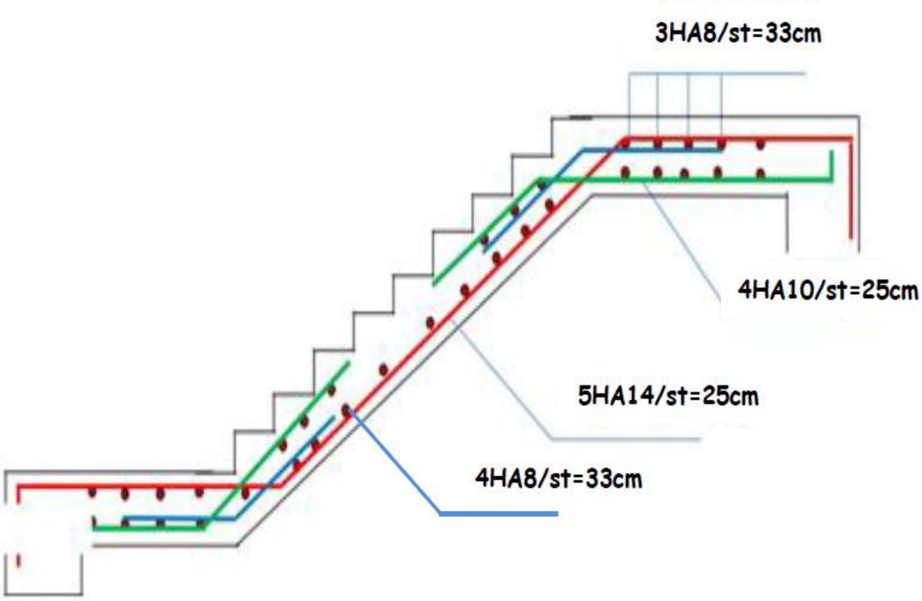


Figure III.9: Schéma de ferraillage d'escalier.

III.5 Etude de la poutre palière

III.5.1 Définition

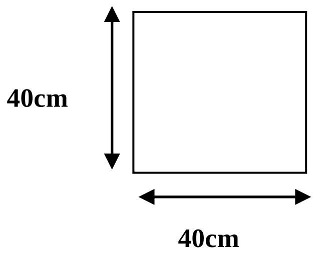
Le calcul se fait en flexion simple pour une poutre simplement appuyée et uniformément chargée, les charges sont :

-Son poids propre.

-Poids de la maçonnerie.

-Réaction provenant du palier.

III.5.2 Pré dimensionnement



- **D'après le BAEL**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \frac{405}{15} \leq h \leq \frac{405}{10}$$

$$27 \leq h \leq 40.5 \Rightarrow h = 40cm$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow b = 40cm$$

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 du RPA99/version 2003 suivant :

- **D'après le RPA**

$$b \geq 20cm \Rightarrow b = 40cm \Rightarrow cv$$

$$h \geq 30cm \Rightarrow h = 40cm \Rightarrow cv$$

$$1 \leq \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1 \Rightarrow cv$$

On adopte une section de (40*40) cm^2

III.5.3 Evaluation des charges

Poids propre de la poutre :

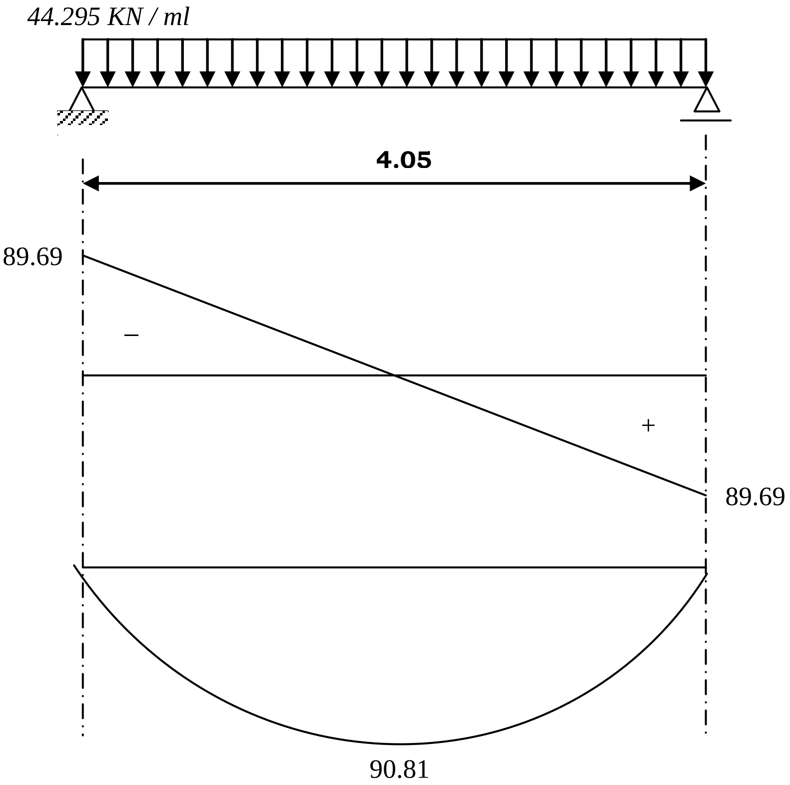
$G_{poutre} = (0.40) \times 0.40 \times 25 = 4 \quad kN/ml$

$G_{MUR} \times H_{mur} = 1.53 \times 2.81 = 4.3 kN/ml$

Charge linéaire du palier :

$R = 33.09 \quad kN/ml$

Figure III.10: Diagrammes des Moments fléchissant et de L'effort tranchant de la palière.



- Réaction d'escalier ou niveau du palier

$E.L.U$:

$R_A = 33.09 KN$

$E.L.S$:

$R_A = 23.884 KN$

$P_u = 1.35(G_{maçonnrie} + G_{poutrepalière}) + R$

*« **R** » déjà majoré (1.35) dans le calcul d'escalier.*

$P_u = 1.35(4 + 4.3) + 33.09$

$P_u = 1.35(4 + 4.3) + 33.09$

$P_u = 44.295 KN/ml$

$M_u^{max} = \left(\frac{P_u . L^2}{8} \right) = 90.81 KN.m$

$P_{ser} = (G_{maçonnrie} + G_{poutrepalière}) + R$

*« **R** » en cas ELS dans le calcul d'escalier.*

$P_u = (4 + 4.3) + 23.884$

$P_u = 32.184 KN/ml$

$M_{ser}^{max} = \left(\frac{P_{ser} . L^2}{8} \right) = 65.98 KN.m$

$T_u^{\max} = 89.69\ kN$

$T_{ser}^{\max} = 65.17\ kN$

Donc : ELU : $\begin{cases} M_t = 0{,}85 M_u^{\max} = 77.18\ kN.m \\ M_a = 0{,}50 M_u^{\max} = 45.405\ kN.m \end{cases}$

ELS : $\begin{cases} M_t = 0{,}85 M_{ser}^{\max} = 56.083\ kN.m \\ M_a = 0{,}50 M_{ser}^{\max} = 32.99\ kN.m \end{cases}$

III.5.4 Ferraillage :

a. Armatures longitudinales

h =40 cm; d = 0,9h = 36 cm; c = 0,1h = 4 cm; $\sigma_b = 14{,}20\ MPa$

a.1 En travée

$M_t = 77.18\ kN.m$

$$\mu = \frac{M_t}{b * d^2 * \sigma_{bc}} = \frac{77.18 \times 10^3}{40 \times 36^2 \times 14.2} = 0.104 < 0.392$$

$$\mu = 0{,}104 < \mu_R = 0{,}392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25.(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.104}) = 0.137$$

$$\beta = (1 - 0.4 * 0.137) = 0.945$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{77.18 \times 10^3}{0.945 \times 36 \times 348} = 6.51 cm^2$$

On prend :***6T14= 9.24 cm²***

a.2 Sur appuis

$M_a = 45.405\ kN.m$

$$\mu = \frac{M_a}{b * d^2 * \sigma_{bc}} = \frac{45.405 \times 10^3}{40 \times 36^2 \times 14.2} = 0.061 < 0.392$$

$$\mu = 0{,}061 < \mu_R = 0{,}392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25.(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.061}) = 0.152$$

$$\beta = (1 - 0.4 * 0.152) = 0.94$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{45.405 \times 10^3}{0.94 \times 36 \times 348} = 3.85 cm^2$$

On prend :***4T14= 6.15 cm²***

b. Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\begin{cases} h/35 = 11.42 \ \ mm \\ \phi_{l\min} \ = 14 \ \ mm \\ b/10 = 40 \ \ mm \end{cases} \Rightarrow \phi_t = 8 \ \ mm$$

Donc on prend : $\phi_t = 8\,mm \qquad \Rightarrow A_t = 5\phi 8 = 2.51 \ \ cm^2$

$A_t = 0{,}003.S.b = 0{,}003 \times \frac{40}{2} \times 40 = 2.4 \ \ cm^2$ (Minimum de RPA)

Donc on prend $\phi = 8 \ \ mm \qquad \Rightarrow A_t = 2.51 \ \ cm^2$

- **Calcul des espacements : (BAEL91/99)**

$$7cm \leq S_t \leq \min(0.9d; 40cm)$$

$$7cm \leq S_t \leq 32.4cm$$

Donc on prend : $S_t = 15\,cm$

Par condition :

$S < \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t \ ; 30 \ \ cm\right) = 10 \ \ cm$ (Zone nodale)

$S' < \frac{h}{2} = 20 \ \ cm$ (Zone courante)

$S' = 15 \ \ cm$

On prend $\begin{cases} S = 10\,cm & (L_{ZN} = 2 \times h = 80 \ \ cm) \\ S' = 15 \ \ cm & (L_{ZC} = 1{,}35 \ \ m) \end{cases}$

- **Vérifications nécessaires**

a. Vérification de la contrainte

Considérons le cas préjudiciable.

a.1 En travée

$A_s = 9.24\,cm^2; M_{ser} = 56.083\,kN.m;$ b = 40 cm ;

La position de l'axe neutre :

$$(b/2)y^2 - 15A_s(d-y) = 0 \qquad \Rightarrow y = 12.705\,cm$$

Le moment d'inertie I :

$$I = (b/3)\,y^3 + 15A_s(d-y)^2 = 102556.307\ cm^4$$

On vérifie que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}\,y \leq \overline{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_a = n\frac{M_{ser}}{I}(d-y) \leq \overline{\sigma}_a$

$$\sigma_b = \frac{56.083 \times 10^5 \times 12.705}{102556.3077 * 10^2} = 6.94\,MPa < \overline{\sigma}_b = 15 \ \ MPa \qquad \Rightarrow OK$$

$$\sigma_a = 15\frac{56.083 \times *10^5}{102556.3077 \times 10^2}(36 - 12.705) = 207.48 \ \ MPa < \overline{\sigma}_a = 240 \ \ MPa \ \Rightarrow OK$$

a.2 Sur appuis

$A_s = 6.15\ cm^2;\ M_{ser} = 32.99\ \ kN.m;$ b= 40 cm ;

La position de l'axe neutre :

$$(b/2)y^2 - 15A_s(d-y) = 0 \qquad \Rightarrow y = 10.78\ cm$$

Le moment d'inertie I :

$$I = (b/3)\,y^3 + 15A_s(d-y)^2 = 75379.0849\ \ cm^4$$

On vérifie que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}\,y \le \bar{\sigma}_{bc}\ \ et\quad \sigma_a = n\frac{M_{ser}}{I}(d-y) \le \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = 4.71\ \ MPa < \bar{\sigma}_b = 15\ \ MPa \qquad \Rightarrow OK$$

$$\sigma_a = 165.56\ \ MPa < \bar{\sigma}_a = 240\ \ MPa\ \ \Rightarrow OK$$

b. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s \ge A_s^{\min} = 0{,}23\,b\,d\,\frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = \min\{A_s^{\ t}; A_s^{\ a}\} = A_s^{\ a} = 6.15\ \ cm^2$$

A_s^t : Sections des armatures en travées.
A_s^a : Sections des armatures en appuis.

$$A_s^{\min} = 0{,}23 \times 40 \times 36\,\frac{2{,}1}{400} = 1.73\ \ cm^2 < A_s = 6.15\ \ cm^2 \quad \Rightarrow \qquad Ok$$

c. Vérification de la flèche

On doit vérifier dans les deux sens

<u>Remarque :</u> $\mathbf{M_t}$ (Moment en travées a l'ELS).

$$\frac{h}{L} \ge \frac{1}{16} \qquad \Rightarrow \frac{0{,}40}{4.05} = 0{,}098 > \frac{1}{16} = 0{,}0625 \qquad \Rightarrow Ok$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \le \frac{4{,}2}{f_e} \qquad \Rightarrow \frac{9.24}{40 \times 36} = 0.00641 < \frac{4{,}2}{f_e} = 0{,}0105 \qquad \Rightarrow OK$$

$$\frac{h}{L} \ge \frac{M_{t-ser}}{10M_{0-ser}} \qquad \Rightarrow \frac{h}{L} = 0{,}098 > \frac{M_{t-ser}}{10M_{0-ser}} = \frac{56.083}{10 \times 65.98} = 0{,}085 \qquad \Rightarrow Ok$$

d. Vérification de la contrainte de cisaillement (effort tranchant)

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \le \overline{\tau_u} = \min\left\{0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right\} = \min\{3.33MPa;5MPa\} = 3{,}33\ \ MPa$$

$$T_u = 89.69\ \ kN;\quad b = 40\ \ cm;\quad d = 36\ \ cm$$

$$\tau_u = \frac{89.69 * 10^3}{400 \times 360} = 0.622 \ \ MPa < 3{,}33 \ \ MPa \quad \Rightarrow \quad Ok$$

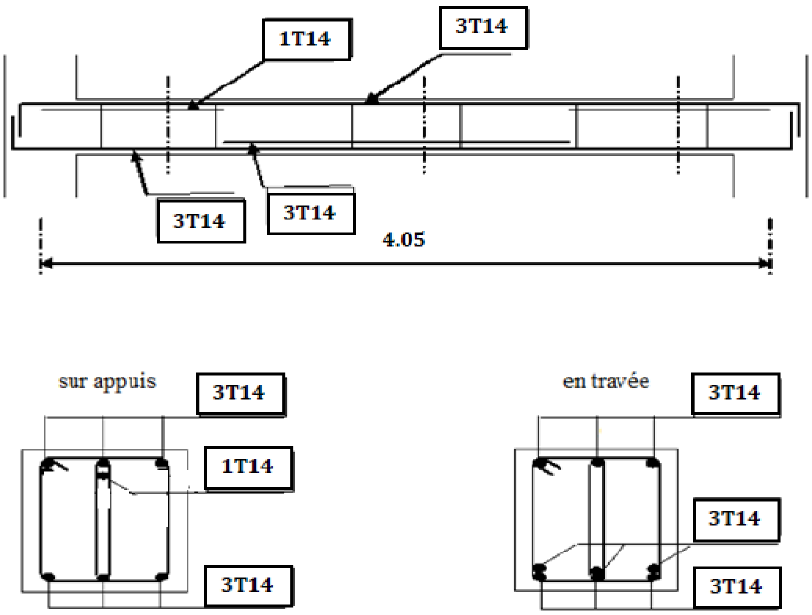


Figure III.11: Ferraillage de poutre palière.

III.6 Calcul du plancher :

III.6.1 Définition :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux supposes infiniment rigides leur plan. Ils ont pour rôle.

- Cheminement des charges aux éléments porteurs.
- Assure l'isolation des différents étages des points de la vue thermique et acoustique.

III.6.2 Calcul des planchers (poutrelles):

Pour le calcul des moments et d'efforts tranchants: On utilise les méthodes suivantes :

III.6.2.1 Méthode FORFAITAIRE :

Domaine d'application:

- Fissuration n'est pas préjudiciable
- Les portes successives des travées dans un rapport 0.8 à 1.25 ; ($0.8 \le \frac{L_i}{L_{i+1}} \le 1.25$)
- Les éléments d'inertie dans les sections transversales sont les mêmes.
- La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN/m².

Application de la méthode :

Soit : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$: Moment fléchissent de la poutre isostatique.

$$\alpha = \frac{Q_B}{Q_B + G}$$

Les moments :

- **Les moments en travées :**

➢ Pour les travées de rive :

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) \geq \max\left[(1+0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0\right]$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$$

➢ Pour les travées intermédiaires :

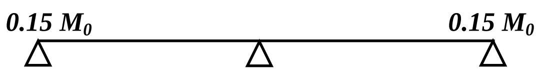
$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) \geq \max\left[(1+0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0\right]$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$$

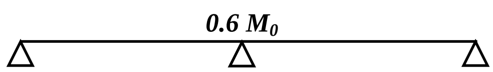
- **Les moments en appuis :**

Pour une poutre à deux travées.

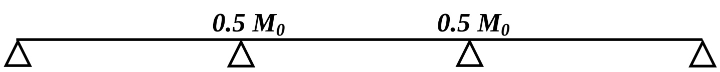
$0.15M_0$: Pour les appuis de rive.



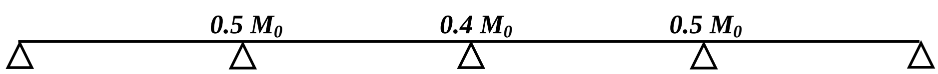
$0.6M_0$: Pour une poutre à deux travées



$0.5M_0$: Pour les appuis de rive pour une poutre $\rangle$ 2 travées.



$0.4M_0$: Pour les appuis intermédiaires pour une poutre $\rangle$ 3 travées.



L'effort tranchant :

$$T_w = \frac{qL}{2} + \left|\frac{M_w - M_e}{L}\right|$$

$$T_e = \frac{-qL}{2} + \left|\frac{M_w - M_e}{L}\right|$$

3.6.2.2. Méthode CAQUOT :

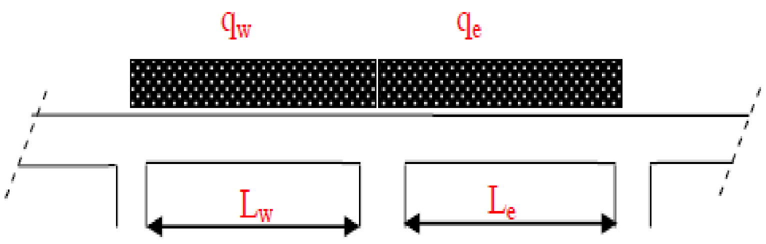
Pour une poutre continue sur (n) appuis la méthode des trois moments aboutit un système de (n-1) équations à (n-1) inconnues qui sont les moments sur appuis. La méthode de calcul proposée par *Albert Caquot* part du postulat que les moments sur appuis sont provoqués par les charges se trouvant sur les travées adjacentes à l'appui considéré [7].

Portées de calcul (selon Caquot).

- ✓ Les moments aux nus des appuis sont calculés en tenant en compte uniquement des charges appliquées sur les travées voisines à gauche (w) et à droite (e).
- ✓ On détache de chaque côté des appuis des travées fictives de longueur l'_w et l'_e.

l'_w ou $l'_e = 0.8.l_i$: pour les travées intermédiaires ;

l'_w ou $l'_e = l_i$: pour les travées les travées de rives.



- ***Calcul des moments en appuis et effort tranchant***

✓ *Charge répartie*

Le moment sur l'appui (calculer en valeur absolue) est exprimé par l'expression suivante :

Application de la méthode :

Les moments :

- Les moments en appuis :
  - Appuis de rive : $M_A = M_H = 0$ (M_A et M_H : le moment de première et dernière appuis).
  - Appuis intermédiaires : $M_{appuis} = \dfrac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')}$ Eq (3.11)

Avec : $l' = l$ Pour les deux travées de rive.

$l' = 0.8l$ Pour les travées d'intermédiaires.

- Les moments en travée :

$$\begin{cases} x_0 = \dfrac{-T_w}{q} \\ M_t = M_w - T_w.x_0 - \dfrac{q.x_0^2}{2} \end{cases}$$ Eq (3.12)

Les efforts tranchants :

L'effort tranchant est calculé en considérant la travée réelle (de portée *l* et non *l'*)

$$\begin{cases} T_w = \dfrac{M_w - M_e}{l} - \dfrac{ql}{2} \\ T_e = T_w + q.l \end{cases}$$ Eq (3.13)

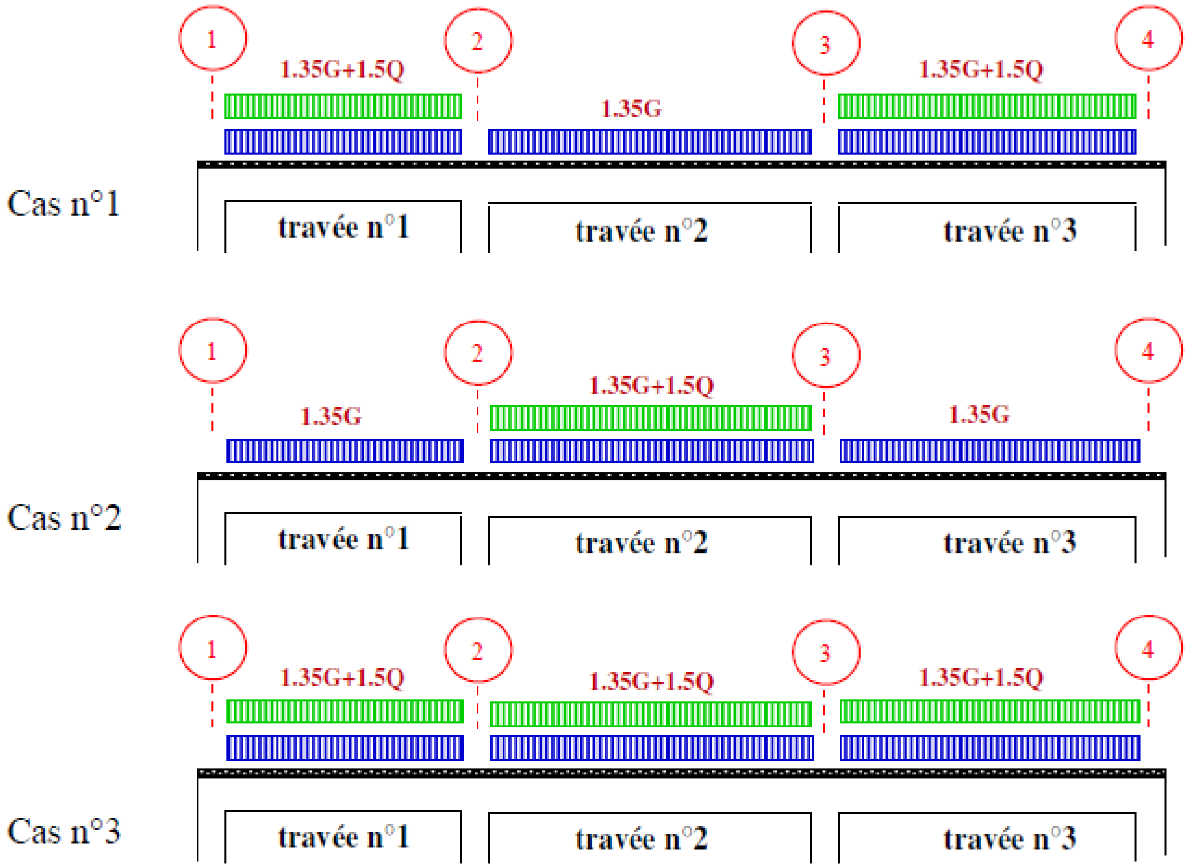
$M_e ; M_w$: Sont des moments des appuis à droite et à gauche de la travée considérée.

❖ Exemple des différentes charges à envisager à l'ELU (G et Q uniquement)

Les différents cas de charges à considérer doivent permettre de déterminer les valeursmaximales des moments en travée et sur appuis.

Le chargement des travées dépend également de la nature des charges (voir la figure 3.6).

- Charge permanente (toutes travées chargées).
- Charge d'exploitation :
  - les travées paires chargées ;
  - les travées impaires chargées ;
  - deux travées adjacentes quelconques chargées.



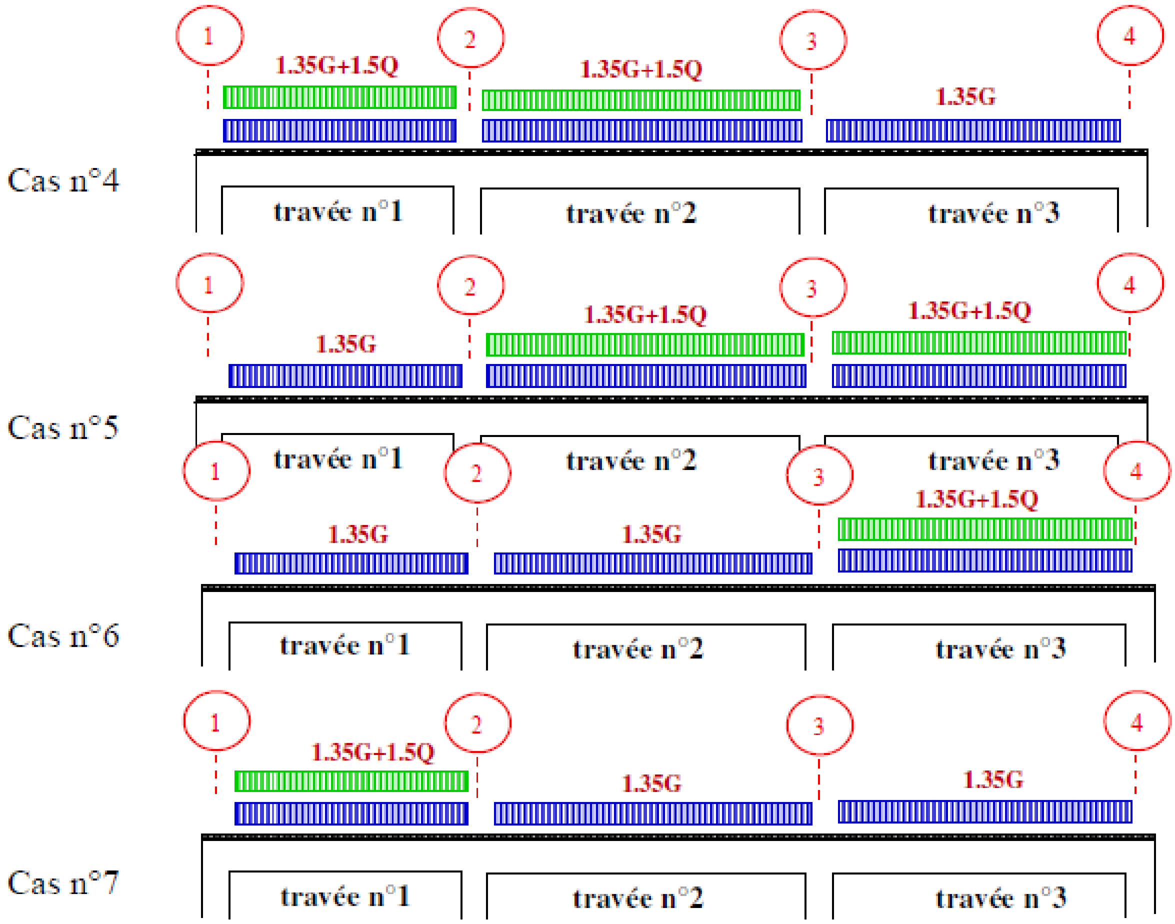
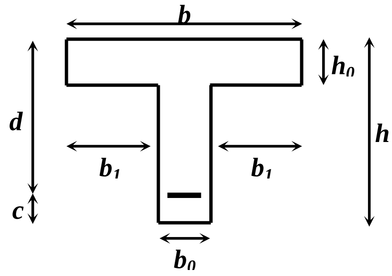


Figure 3.6 : Cas de charges à prendre compte pour une poutrelle sur quatre appuis.

III.6.2.3 Ferraillage :

Les poutrelles sont ferraillées à la flexion simple, avec une fissuration peu nuisible organigramme de la flexion simple (section en T):

Organigramme de calcul de la poutrelle à la flexion simple avec FPN -section en Te-



Données :

b, h, h_0

f_{c28}, f_e

$d = 0.9\,h$

$d' = 0.1\,h$

$c = h - d$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$M_t = b h_0 f_{bu} (d - \frac{h_0}{2})$$

$$M_t \geq M_u$$

Oui → Section rectangulaire (b* h)

Non → Section en Te

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\varepsilon_l = \frac{fe}{E_s \gamma_s}$$

$$\alpha_l = \frac{0.0035}{0.0035 + \varepsilon_l}$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha l \left(1 - 0.4 \alpha l\right)$$

$$\mu \leq \mu_l$$

Non → $A_s^{'} \neq 0$

Oui → $A_s^{'} = 0$

$$\alpha = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right)$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \,\sigma_s}$$

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 \times bdf_{t28}}{f_e}$$

b. Vérification de contrainte :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$ et $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

$$by^2 + 30\left(A_s + A_s^{'}\right)y - 30\left(dA_s + dA_s^{'}\right) = 0$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15\left[A_s\left(d-y\right)^2 + A_s^{'}\left(y-d^{'}\right)^2\right]$$

c. Condition de cisaillement :

Pour éviter le risque de cisaillement il faut que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.13 f_{c28}, 4MPa\right)$$

d. Espacement :

$$S_t \leq S_t^{max}$$

Avec : $S_t^{max} \leq \min\left(0.9d, 40cm\right)$

e. Vérification de flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

Si les trois conditions ne sont pas vérifiées la flèche est nécessaire d'après le BAEL 91 :
Pour les flèches dues aux charges instantanées :

$$f_i = \frac{ML^2}{10 E_i I_{fi}} \quad \text{où} \quad I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad \text{et} \quad \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)} \quad \text{et} \quad \mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

Pour les flèches dues aux charges de longue durée :

$$f_v = \frac{ML^2}{10 E_v I_{fv}} \quad \text{où} \quad I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} \quad \text{et} \quad \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)} = 0.4\lambda_i \quad \text{avec} \quad \rho = \frac{A_s}{b_0 d}$$

La flèche totale à comparer aux valeurs admissible vaut :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{si} \;\; L \prec 5m$$

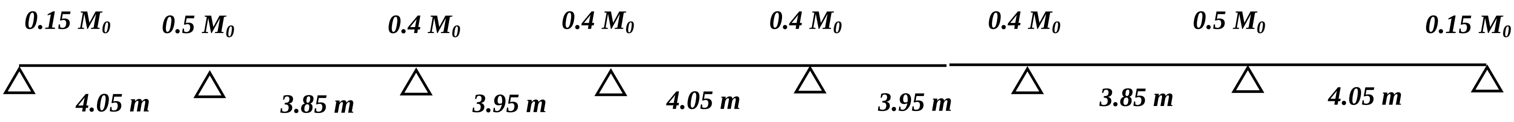
$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \quad \text{si} \;\; L \succ 5m$$

III.6.2.4 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

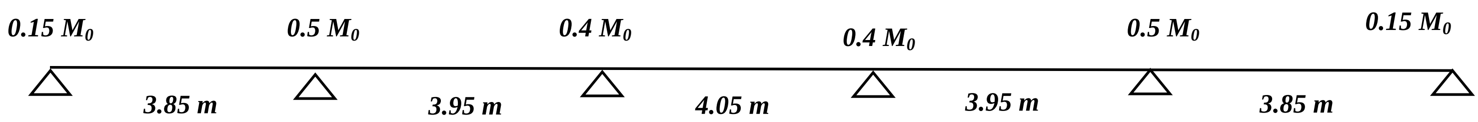
- **Types des planchers :**

a. Terrasse :

Type 1 :

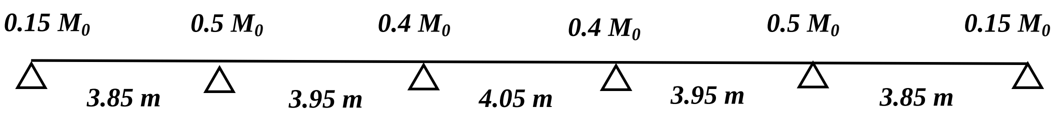


Type 2 :



b. Etage courant + RDC :

Type 1 :



Type 2 :

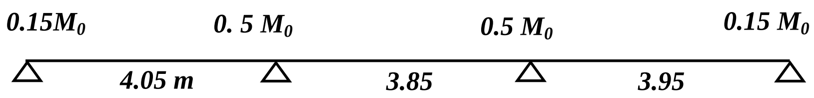


Figure III.12: Evaluation des moments fléchissant.

Exemple de calcul :

On prend comme un exemple de calcul le **type 1** de plancher terrasse.

- **Evaluation des efforts tranchants :** Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondue même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

- **L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :**

  * (15 %) s'il s'agit d'une poutre deux travées.

* 10 % s'il s'agit d'une poutre plus de deux travées.

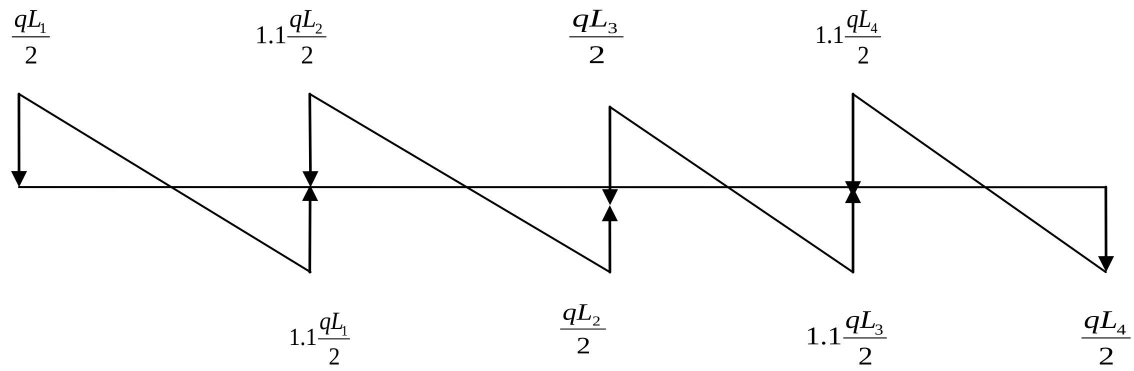


Figure III.13: Evaluation des efforts tranchants.

$Q = 1.5\ KN/m^2 \leq \{2G = 10.28\ KN/m^2, 5\ KN/m^2\}$ …CV

Les moments d'inertie constante ….. CV.

$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$ …..…. CV.

Fissurations sont considérées comme peu préjudiciables puisque les planches sont protégées ….. CV.

Absence de charge rapidement variable dans le temps et de position…...CV

$$0.8 \leq \frac{4.05}{3.85} = 1.05 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.85}{3.95} = 0.97 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.95}{4.05} = 0.97 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{4.05}{3.95} = 0.97 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.95}{3.85} = 1.05 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.85}{4.05} = 0.95 \leq 1.25$$

Plancher terrasse :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.72} = 0.13$$

$$1 + 0.3\alpha = 1 + (0.3 \times 0.13) = 1,04$$

$$\frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} = \frac{(1.2 + (0.3 \times 0,13))}{2} = 0.62$$

$$\frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} = \frac{(1 + (0.3 \times 0.13))}{2} = 0.52$$

Plancher étage :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.14} = 0.22$$

$$1+0.3\alpha \;= 1+(0.3\times 0.22) = 1{,}066$$

$$\frac{(1.2+0.3\,\alpha)}{2} = \frac{(1.2+(0.3\times 0{,}22))}{2} = 0.633$$

$$\frac{(1+0.3\,\alpha)}{2} = \frac{(1+(0.3\times 0.22))}{2} = 0.533$$

III.6.2.5 Evaluation des charges :

a) Plancher terrasse :

$G = 6.72 KN/m^2$

$Q = 1 KN/m^2$

$$\begin{cases} g = 6.72\times 0.65 = 4.37 KN/ml \\ q = 1\times 0.65 = 0.65 KN/ml \end{cases}$$

b) Plancher étage :

$G = 5.14 KN/m^2$

$Q = 1.5 KN/m^2$

$$\begin{cases} g = 5.14\times 0.65 = 3.341 KN/ml \\ q = 1.5\times 0.65 = 0.98 KN/ml \end{cases}$$

III.6.2.6 Combinaisons d'action :

ELU : $P_u = 1.35g + 1.5q$

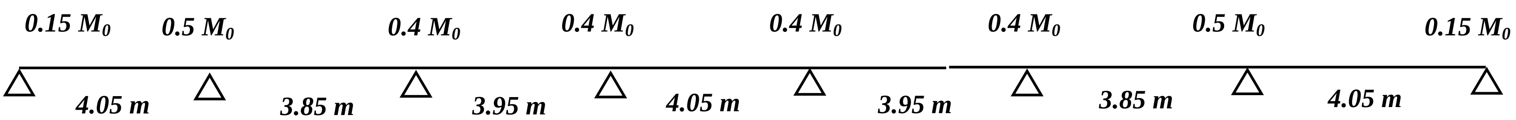
ELS : $P_s = g + q$

Désignations	**Terrasse**	**étage**
ELU	6.87	5.98
ELS	5.02	5.32

III.6.3 Détermination des sollicitations des planchées :

III.6.3.1 Plancher terrasse :

<u>Type 1</u> :



<u>ELU</u> :

Travée	**L(m)**	**P_U (KN)**	**M_0**	**M_g**	**M_d**	**M_t**	**T_g**	**T_d**
1	4.05	6.87	14.08	2.11	7.04	10.20	13.91	15.30
2	3.85	6.87	12.72	6.36	5.08	7.636	14.54	13.22
3	3.95	6.87	13.39	5.35	5.35	8.7	13.56	13.56
4	4.05	6.87	14.08	5.63	5.63	9.15	13.91	13.91
5	3.95	6.87	13.39	5.35	5.35	8.7	13.56	13.56
6	3.85	6.87	12.72	5.08	6.36	7.636	13.22	14.54
7	4.05	6.87	14.08	**7.04**	2.11	**10.20**	**15.30**	13.91

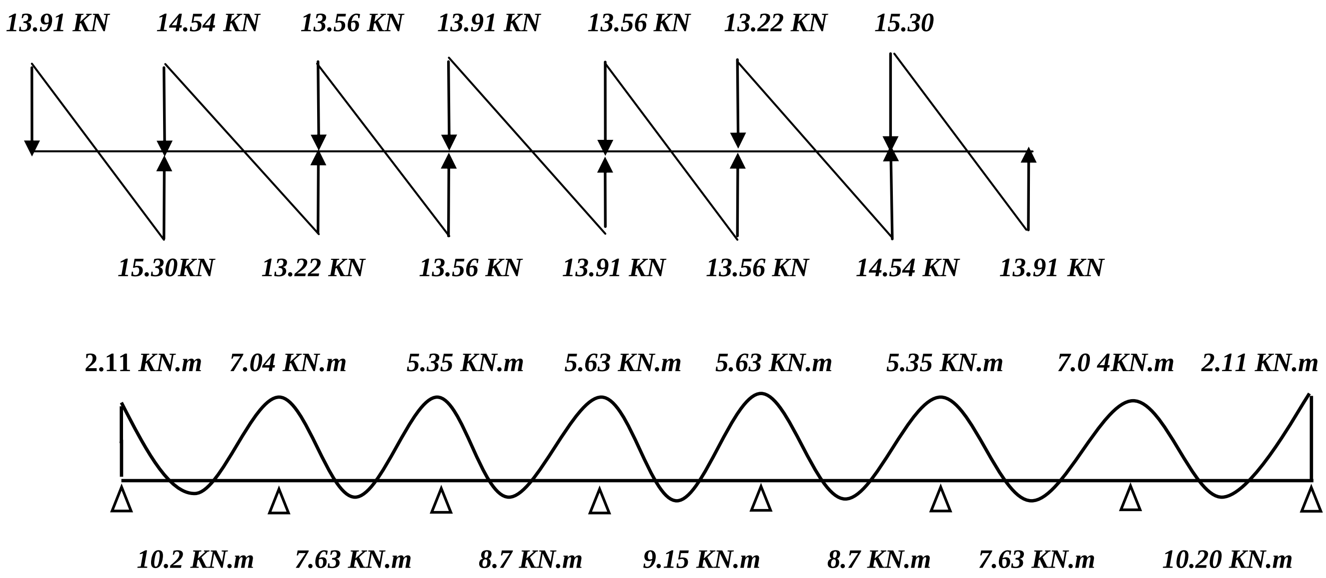


Figure III.14: Evaluation des moments et efforts tranchants type 01 (plancher terrasse).

ELS:

Travée	L(m)	P_s(KN)	M_0	M_g	M_d	M_t
1	4.05	5.02	10.29	1.54	5.14	7.46
2	3.85	5.02	9.30	4.65	3.72	5.76
3	3.95	5.02	9.79	3.91	3.91	6.36
4	4.05	5.02	10.29	4.11	4.11	6.69
5	3.95	5.02	9.79	3.91	3.91	6.36
6	3.85	5.02	9.30	3.72	4.65	5.76
7	4.05	5.02	10.29	5.14	1.54	7.46

III.6.4 Ferraillage des poutrelles :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en Té soumise à la flexion simple.

ELU :

Calcule de moment résistant de la section en T:

$$M_0 = f_{bu} \times b \times h_0 (d - \frac{h_0}{2}) = 14.2 \times 65 \times 4 \times (18 - \frac{4}{2}) = 59072 N.m$$

$$M_{t\max} = 10200 < 59072 N.m$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur b= 65cm et de hauteur d= 18 cm.

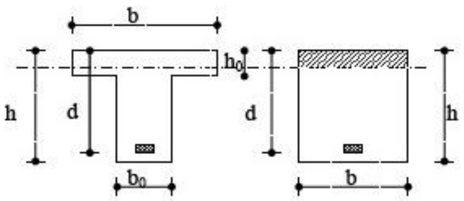


Figure III.15: Coupe de Section Rectangulaire et Section en T.

Travée :

$$\mu = \frac{M_t}{\delta_b \times b \times d^2} = \frac{10.20 \times 10^6}{14.2 \times 650 \times 180^2} = 0.034 < 0.392$$

Donc les armatures comprimées sont pas nécessaire A'=0

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.043$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 18(1 - 0.4 \times 0.53) = 17.77cm = 17.69cm$$

$$A_u = \frac{10.20 \times 10^3}{17.69 \times 348} = 1.65cm^2$$

M_t(N.m)	μ	μ_l	α	Z	A(cm^2)
10.20	0.034	0.392	0.043	17.69	**1.65**

Sur appuis :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur b_0= 10 cm.

$$\mu = \frac{M_a}{\delta_b \times b \times d^2} = \frac{7.04 \times 10^6}{14.2 \times 100 \times 180^2} = 0.153$$

$$\alpha = 0.208$$

$$Z = 16.50cm$$

$$A = \frac{7.04 \times 10^6}{348 \times 165} = 1.22cm^2$$

M_a(N.m)	μ	μ_l	α	Z	A(cm^2)
7.04	0.153	0.392	0.208	16.50	**1.22**

Condition de fragilité

$$A_{min} = \max\left\{\frac{b \times h}{1000}; 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{fe}\right\}$$

	A_c	A_{min}	A_{max}	A_d
Travée	1.65	1.41	1.65	**3HA10=2.36**
Appui	1.22	0.21	1.22	**2HA10=1.57**

❖ **Vérification de la l'effort tranchant :**

$$\tau_\mu = \frac{T_u}{d \times b_0} = \frac{15.30 \times 10^3}{180 \times 100} = 0.85$$

$$\bar{\tau}_u = 3.3$$

$$\tau_\mu < \bar{\tau}_u$$

❖ **Armature de répartition :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{l\min}\right)$$

$$\phi_t = 6mm$$

Travée :

$$A_t = \frac{A_{max}}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59cm^2$$

Appui :

$$\frac{1.57}{4} = 0.39cm^2$$

On adopte :**2HA6.**

❖ **Vérification des armatures longitudinales en partie basses de l'appui :**

L'effort de traction dans ces aciers équilibre l'effort tranchant Tu, diminué de l'effet du moment qui vient les comprimer.

Donc $F_{st} = |Tu| - \frac{M_u}{Z}$ avec z =0.9d.

$F_{st} = |Tu| - \frac{M_u}{0.9d}$ *donc* : si |Mu| ≥ O.9d × Tu (les efforts Tu sont négligeable)

Si |Mu| < O.9d × Tu : As ≥ $\frac{\gamma s.((|Tu|) - |Mu|\ 0.9d}{fe}$

10.20> 0.9×0.18×15.30= 2.47donc les efforts Tu sont négligeables.

❖ **Vérification de la profondeur minimale d'appui :**

La bielle d'about a une largeur a qui vérifie **a ≤ 0.9d ➔ a ≤16.2.**

❖ **Vérification de la bielle de béton : (BAEL A.5.1, 313)**

$$T_U \leq 0.26 \times b \times a \times f_{c28} \Rightarrow a \geq \frac{3.75T_U}{b \times f_{C28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{3.75 \times 15.3 \times 10^3}{100 \times 25} = 2.29cm \prec 16.2cm$$

❖ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)**

$$A_{min} = \frac{I_{Gt}}{(d - \frac{h_0}{3})v} \times \frac{f_{t28}}{fe} =$$

$$I_{Gt} = b \times \frac{h^3}{3} + (b - b_0)\frac{h^3}{3} - [b_0 + (b - b_0) \times h_0]v^2 =$$

$$v = h - v' = 20 - 9.38 = 10.62$$

$$v' = \frac{b_0 \times h^2 + (b - b_0) \times h_0^2}{2(b_0 + (b - b_0) \times h_0} = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) \times 4^2}{2[10 + (65 - 10)] \times 4^2} = 9.38$$

ELS

❖ **Vérification des contraintes** :

$$\delta_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\delta_{bc}} = 15MPa$$

❖ Détermination de la valeur de « y » :

$Travée$

$$\frac{b}{2}\times y^2 + h\times A'_s(y-c') - n\times A_s(d-y) = 0$$

$Avec \rightarrow n = 15$

$h\times A'_s\,(y-c') = 0$

$Travée:$

$$\frac{65}{2}y^2 - 15\times 2.36(18-y) = 0$$

$y = 3.91$

$appui:$

$$\frac{10}{2}y^2 - 15\times 1.57(18-y) = 0$$

$$y^2 + 3y - 84.78 = 0$$

$$y = 7.82$$

❖ Moment d'inertie:

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

$$I_t = \frac{65\times 3.91^3}{3} + 15\times 2.36\times(18-3.91)^2 = 8323.04cm^4$$

$$I_a = \frac{10\times 7.82^3}{3} + 15\times 1.57\times(18-7.82)^2 = 2600cm^4$$

	M_{ser}	A_s	y	I	δ_{bc}	$\delta_{bc} \le \overline{\delta_{bc}}$
Travée	7.46	2.36	3.91	8323.04	3.50	CV
Appuis	5.14	1 .57	7.82	2600	1.50	CV

❖ Ferraillage transversale :

$$\varphi_t \le \min\left[\frac{h}{35}; \varphi_{l\,\min}; \frac{b_0}{10}\right]$$

$$\varphi_t \le \min\left[\frac{20}{35}; 10; \frac{10}{10}\right]$$

$$\varphi_t \le 0.57cm$$

$$\varphi_t = \phi 6$$

❖ Espacement :

$$s_{t1} \le \min(0.9d, 40cm)$$

$$s_{t1} \le 18cm$$

$$S_t = 15cm$$

Schéma de ferraillage :

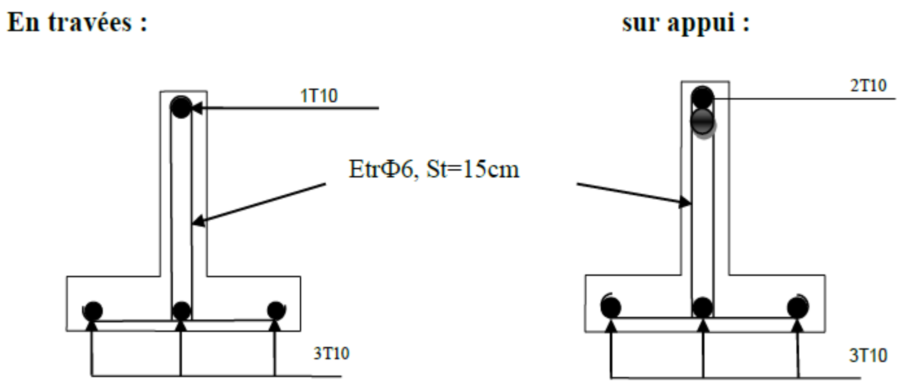


Figure III.16: Ferraillage de poutrelle.

III.7 Etude de la table de compression

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de **4 cm**, elle est armée d'un quadrillage de barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

33cm (3.par m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

❖ **section minimale des armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$A_\perp \geq 200/fe$ (cm²/ml) si $L \leq 50cm$;

$A_\perp \geq 4L/fe$ (cm²/ml) si $50cm \leq L \leq 80cm$;

Avec (L: l'écartement entre axe des nervures).

❖ **section minimale des armatures parallèles aux poutrelles :**

$A_{//} \geq A_\perp/2$;

$L = 0{,}65$ m ;

$Fe = 215$ MPa ;

$50cm \leq L = 65\ cm \leq 80\ cm \rightarrow \mathbf{A_\perp} \geq 4x65/215 = 1{,}21$ cm²/ml.

On prend : **$A_\perp = 5\phi\ 8$** =2,51 cm²/ml ;

$A_{//} \geq 2{,}51/2 = 1{,}26$ cm²/ml on prend : **$A_{//} = 4\phi\ 8$** =2,01 cm²/ml ;

On prend un quadrillage de section 5ϕ 8 avec un espacement de 20.

- 33 cm (3 par mètre) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

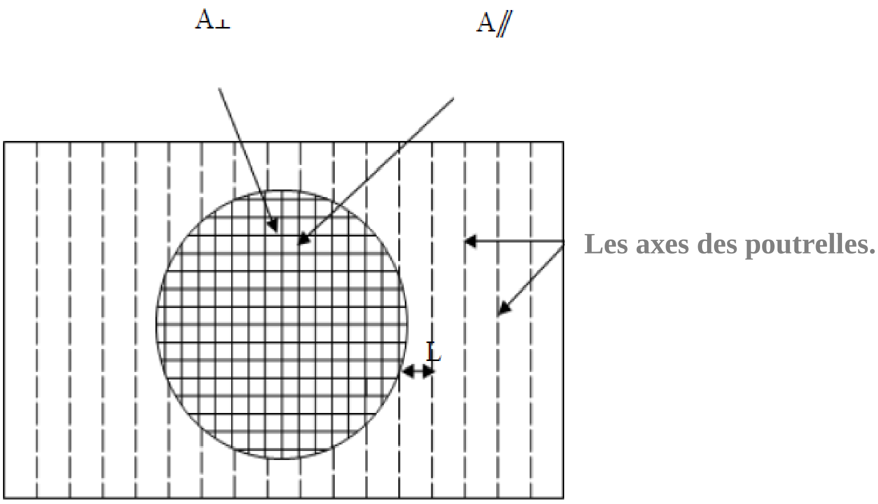


Figure III.17: Ferraillage de la table de compression

III.8 Conclusion

Dans ce chapitre, on a pour déterminer le ferraillage des éléments secondaires de notre structure, et ceci on répond à toutes les exigences du RPA99 version 2003, BAEL 91 modifié en 99, et le CBA 93.

1. Acrotère :
- Les armatures longitudinales : **4HA8.**
- Les armatures transversales : **4 HA6.**

2. Balcons :
- Les armatures longitudinales : **3HA12**
- Les armatures transversales : **3 HA8.**

3. Escaliers :
- Les armatures longitudinales :
  - Travée : **5 HA14.**
  - Appui : **4 HA10.**
- Les armatures transversales
  - Travée **: 4 HA8.**
  - Appui **: 3 HA8.**

4. Poutre palière :
- Les armatures longitudinales :
  - Appui : **4HA14.**
  - Travée : **6HA14.**
- Les armatures transversales : **1cadre HA 8+1étrier Φ8.**

5. Planchers :
- Les armatures longitudinales :
  - Appui : **2 HA10.**
  - Travée : **3 HA10.**
- Les armatures transversales : **2étrier Φ6.**

6. Table de compression :
- **$A_{\perp}$ = 5ϕ 8 =2,51 cm²/ml** (Espacement de **20cm**)
- **$A_{//}$ =4ϕ 8=2,01 cm²/ml** (Espacement de **33cm**)