Chapitre III

Etudes

Des

Planchers

III.1.Plancher a corps creux

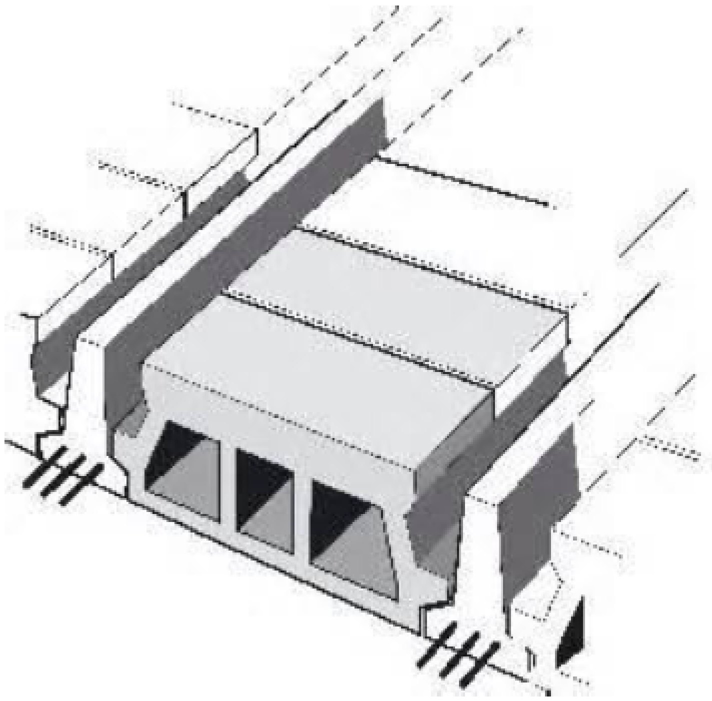


Figure : plancher à corps creux

Le bloc à étudier étant une construction courante, donc le type de plancher à adopter est celui d'un plancher à corps creux avec des surcharges modérées.

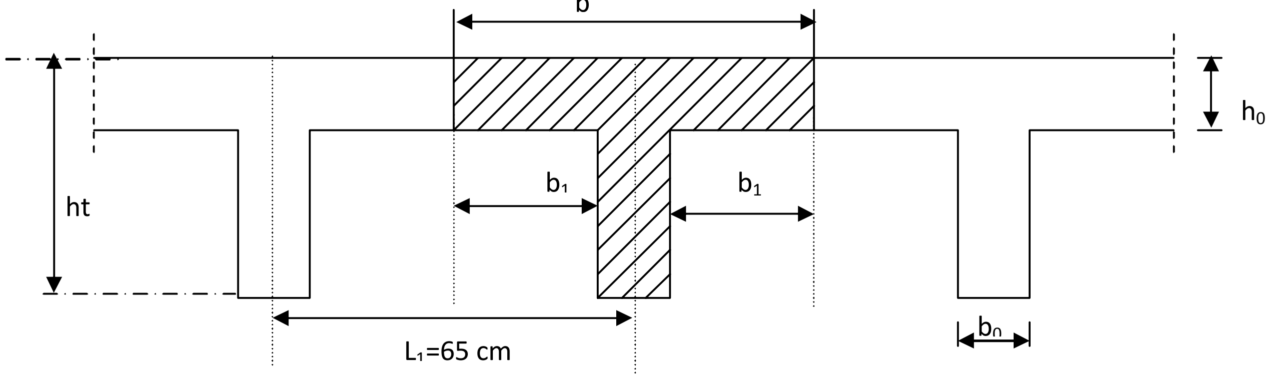
Les poutrelles sont continues et disposées suivant la petite portée pour réduire la flèche.

Le plancher à corps creux est considéré comme un élément travaillant dans une seule direction.

<u>I/ Calcul des poutrelles:</u>

III-1/ Dimensionnement:

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle est considérée comme une section en « T »



-La hauteur de la nervure est égale à la hauteur du plancher H_t =20cm.

-L'épaisseur de la nervure est égale à H_0 =4cm.

-La largeur de la nervure est b_0 =12cm.

-La longueur de la nervure est L =400cm (distance entre nus des poutres).

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \dfrac{(L_1 - b_0)}{2} = \dfrac{65-12}{2} = 26.5cm \\ b_1 \leq \dfrac{l}{10} = \dfrac{400}{10} = 40\ cm \end{cases}$$

On adopte : $b_1 = 26.5$ *cm* *d'où :* $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65$ *cm*

$$\boxed{b = 65 \text{ cm}}$$

I- 2/ Méthode de calcul :

On utilise la méthode forfaitaire

Conditions d'applications :

1-Le plancher à sur charge modérée $Q_B \leq \max\{2G\ ;\ 5000 N/m^2\}$

2-Fissuration n'est pas préjudiciable.

3-Les moments quadratiques (d'inertie) des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.

4-Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

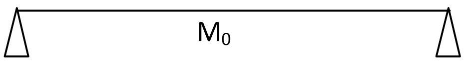
c à d $$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

I-3/ Principe de la méthode:

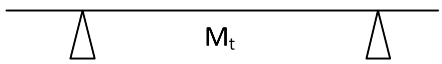
A/Evaluation des valeurs maximales:

Elle consiste à déterminer des moments sur appuis (M_w ,M_e) et des moments en travée (M_t) grâce à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans « la Travée de comparaison ». Travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

Poutre isostatique



M_w *Poutre hyperstatique* *Me*



Condition à satisfaire pour les moments M_t, , M_w,, M_e [(***)]

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) \geq \max \begin{cases} (1+0.3\alpha)\, M_0 \\ (1.05)\, M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)}{2} M_0$$ dans le cas d'une travée intermédiaire

$$M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_0$$ dans le cas d'une travée de rive.

Telle que les valeurs prises pour : M_w, , M_0, , M_t, , α sont :

- *M_0 la valeur maximale du moment de flexion dans la travée de comparaison*
- *M_w et M_e respectivement la valeur absolue des moments sur appuis de gauche et de droite qui sont pris en compte dans les calculs de la travée considérée.*
- *M_t le moment maximal dans la travée considérée.*
- *α est le rapport des charge d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation :*

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

<u>B/ valeur des moments aux appuis</u> :

- *0.2 M_0 .Appuis de rive*
- *0.6 M_0 dans le cas d'une poutre à deux travées.*
- *0.5 M_0 dans le cas des appuis voisins et des appuis de rive d'une poutre a plus de deux través*
- *0.40 M_0 dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.*

<u>C/ effort tranchant</u> :

La valeur de l'effort tranchant maximale au niveau des appuis est :

$$\begin{cases} T_w = [(M_w - M_e)/L] + \dfrac{ql}{2} \\ T_e = [(M_w - M_e)/L] - \dfrac{ql}{2} \end{cases}$$

<u>Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire</u> :

***a / étage courant** : $G = 5.06\ KN/M^2$*

$Q_{ec} = 3.50\ KN/M^2$

$\Rightarrow 2G = 10.12\ KN/m^2 > Q_{ec} = 3.5\ KN/m^2$

[(***)] **D.T.U** règles **B A E L** 91 en annexe E. 1 page 232

b/ terrasse : $\left.\begin{array}{l} G = 6.28\ KN/m^2 \\ Q_0 = 1.00\ KN/m^2 \end{array}\right\} \Rightarrow 2G = 12.56\ KN/m^2 > Q_0 = 1{,}00\ KN/m^2$

.... *Condition vérifié.*

2. *fissuration peu nuisible...Condition vérifié.*

3. *Poutrelle à inertie constante ....Condition vérifié.*

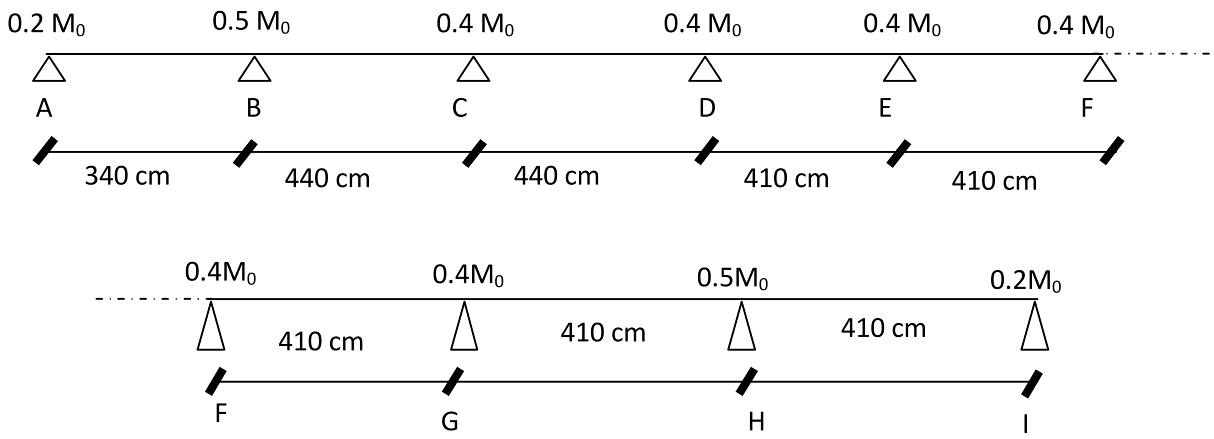
$\frac{L_i}{L_{i+1}}$	$\frac{340}{440}=0{,}77$	$\frac{440}{440}=1$	$\frac{440}{410}=1.07$	$\frac{410}{410}=1$

Le rapport $0.8 \le \frac{L_i}{L_{i+1}} \le 1.25$ *...Condition vérifier*

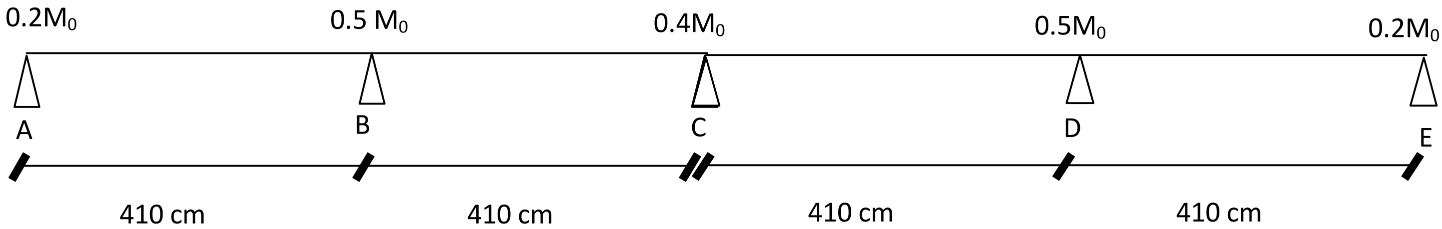
Calcul des sollicitations :

On distingue deux types des poutrelles

Type1 : a 08 travées



Type 2 : a 04 travées



1.charge par mètre linéaire:

1-a/ Plancher terrasse :

$G = 6.28\ KN/m^2 \Rightarrow G = 6.28 \times 0.65 = 4.082\ KN/ml$

$Q_0 = 1.00\ KN/m^2 \Rightarrow Q_0 = 1.00 \times 0.65 = 0.65\ KN/ml.$

$N_{ul} = (1.35 \times 4.082) + (1.5 \times 0.65) = 6.485\ KN/ml$

$N_{ser} = 4.082 + 0.65 = 4.73\ KN/ml.$

1.b/ Plancher étage courant et R.D.C :

$G = 5.06\ KN/m^2 \Rightarrow G = 5.06 \times 0.65 = 3.289\ KN/ml$

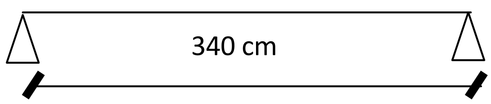
$Q_{ec} = 3.5\ KN/m^2 \Rightarrow Q_{ec} = 3.5 \times 0.65 = 2.275\ KN/ml.$

$N_{ul} = (1.35 \times 3.289) + (1.5 \times 2.275) = 7.852\ KN/ml$

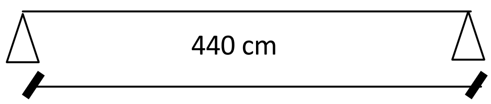
$N_{ser} = 3.289 + 2.275 = 5.564\ KN/ml$

2/ Moments maximaux des différentes travées isostatiques :

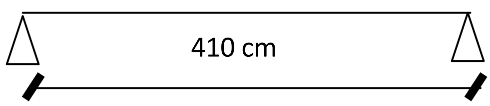
Type 1 : $M_{01} = N_{ul} \cdot \frac{L_1^2}{8} = \frac{(3.40)^2}{8} N_{UL}$



Type 2 : $M_{02} = N_{ul} \cdot \frac{L_2^2}{8} = \frac{(4.40)^2}{8} N_{UL}$



Type 3 : $M_{03} = N_{ul} \cdot \frac{L_3^2}{8} = \frac{(4.10)^2}{8} N_{UL}$



2-a/ Plancher terrasse :

$N_{ul} = 6.485\ KN/ml$, $N_{ser} = 4.73\ KN/ml$

$$M_{01} = \frac{(3.40)^2}{8} \times 6.485 = 9.370 KN.m$$

$$M_{02} = \frac{(4.40)^2}{8} \times 6.485 = 15.693\ KN.m$$

$$M_{03} = \frac{(4.10)^2}{8} \times 6.485 = 13.626 KN.m$$

$$\propto = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{1+6.28} = 0.137$$

$(1+0.3\alpha)M_0 = [1+(0.3 \times (0.137))]M_0 = 1.041\ M_0$

D'où :

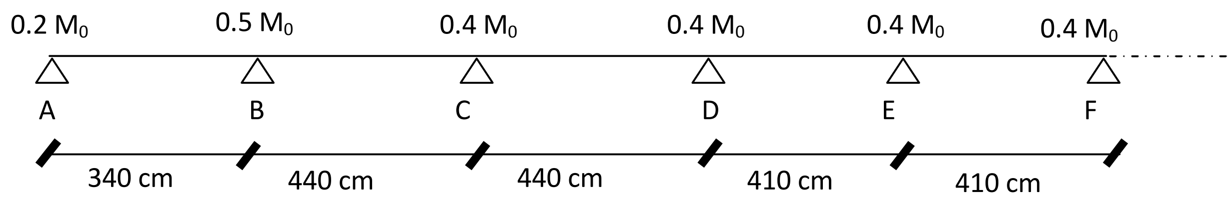
$$max \begin{cases} (1+0.3\ \alpha)M_0 \\ 1.05\ M_0 \end{cases} \Rightarrow M_{max} = 1.05\ M_0$$

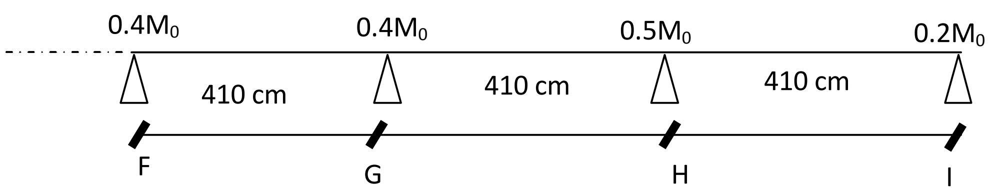
$\left[\frac{(1.2+0.3\alpha)}{2}\right]M_0 = 0.62\ M_0$ ---------------→ *Pour travée de rive*

$\left[\frac{(1+0.3\alpha)}{2}\right]M_0 = 0.52\ M_0$ ---------------→ *Pour travée intermédiaire*

dans le plancher terrasse, il y a deux types poutrelles (1^er^ type , 2^eme^ type)

a-I/ 1^er^ type :





/moment aux appuis et en travées:

1-1-En travée :

Travée de rive : AB et HI

Travée AB

$$M_t+\left(\frac{M_w+M_e}{2}\right)\geq 1.05\,M_{01}\Rightarrow M_t+\frac{(0.2\,M_{01}+0.5\,M_{01})}{2}\geq 1.05\,M_{01}$$

$M_t \geq (1.05\text{-}0.35)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.7\,M_{01}$

$M_t \geq \dfrac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.62\,M_{01}$

$\Rightarrow M_t = 0.7\,M_{01}$

$\Rightarrow M_t = 6.559$ KN.m

Travée HI :

$$M_t+\left(\frac{M_w+M_e}{2}\right)\geq 1.05\,M_{03}\Rightarrow M_t+\frac{(0.5\,M_{03}+0.2\,M_{03})}{2}\geq 1.05\,M_{03}$$

$M_t \geq (1.05\text{-}0.35)M_{03} \Rightarrow M_t \geq 0.7\,M_{03}$

$M_t \geq \dfrac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_{03} \Rightarrow M_t \geq 0.62\,M_{03}$

$\Rightarrow M_t = 0.7\,M_{03}$

$\Rightarrow M_t = 9.538$ *KN.m*

En travées intermédiaires *: (B-C), (C-D), (D,E) , (E-F), (F,G) , (G-H)*

Travée B-C :

$$M_t+\left(\frac{M_w+M_e}{2}\right)\geq 1.05\,M_{02}\Rightarrow M_t+\frac{(0.5\,M_{02}+0.4\,M_{02})}{2}\geq 1.05\,M_{02}$$

$M_t \geq (1.05\text{-}0.45)M_{02} \Rightarrow M_t \geq 0.6\,M_{02}$

$M_t \geq \dfrac{(1+0.3\alpha)}{2} M_{02} \Rightarrow M_t \geq 0.52\,M_{02}$

$\Rightarrow M_t = 0.6\,M_{02}$

$\Rightarrow M_t = 9.415$ *KN.m*

Travée C-D :

$$M_t+\left(\frac{M_w+M_e}{2}\right)\geq 1.05\,M_{02}\Rightarrow M_t+\frac{(0.4\,M_{02}+0.4\,M_{02})}{2}\geq 1.05\,M_{02}$$

$M_t \geq (1.05\text{-}0.4)M_{02} \Rightarrow M_t \geq 0.65\,M_{02}$

$M_t \geq \dfrac{(1+0.3\alpha)}{2} M_{02} \Rightarrow M_t \geq 0.52\,M_{02}$

$\Rightarrow M_t = 0.65\,M_{02}$

$\Rightarrow M_t = 10.20$ *KN.m*

Travée D-E :

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) \geq 1.05\, M_{03} \Rightarrow M_t + \frac{(0.4\, M_{03} + 0.4\, M_{03})}{2} \geq 1.05\, M_{03}$$

$M_t \geq (1.05\text{-}0.40)M_{03} \Rightarrow M_t \geq 0.65M_{03}$ ⎫ $\Rightarrow M_t = 0.65\ M_{03}$

$M_t \geq \dfrac{(1+0.3\alpha)}{2} M_{03} \Rightarrow M_t \geq 0.52\ M_{03}$ ⎭ $\Rightarrow M_t = 8.856$ KN.m

Travée E-F :

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) \geq 1.05\, M_{03} \Rightarrow M_t + \frac{(0.4\, M_{03} + 0.4\, M_{03})}{2} \geq 1.05\, M_{03}$$

$M_t \geq (1.05\text{-}0.40)M_{03} \Rightarrow M_t \geq 0.65M_{03}$ ⎫ $\Rightarrow M_t = 0.65\ M_{03}$

$M_t \geq \dfrac{(1+0.3\alpha)}{2} M_{03} \Rightarrow M_t \geq 0.52\ M_{03}$ ⎭ $\Rightarrow M_t = 8.856$ KN.m

Travée F-G :

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) \geq 1.05\, M_{03} \Rightarrow M_t + \frac{(0.4\, M_{03} + 0.4\, M_{03})}{2} \geq 1.05\, M_{03}$$

$M_t \geq (1.05\text{-}0.45)M_{03} \Rightarrow M_t \geq 0.6\ M_{03}$ ⎫ $\Rightarrow M_t = 0.65\ M_{03}$

$M_t \geq \dfrac{(1+0.3\alpha)}{2} M_{03} \Rightarrow M_t \geq 0.52\ M_{03}$ ⎭ $\Rightarrow M_t = 8.856$ KN.m

Travée G-H :

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) \geq 1.05\, M_{03} \Rightarrow M_t + \frac{(0.5\, M_{03} + 0.4\, M_{03})}{2} \geq 1.05\, M_{32}$$

$M_t \geq (1.05\text{-}0.45)M_{03} \Rightarrow M_t \geq 0.6\ M_{03}$ ⎫ $\Rightarrow M_t = 0.6\ M_{03}$

$M_t \geq \dfrac{(1+0.3\alpha)}{2} M_{03} \Rightarrow M_t \geq 0.52\ M_{03}$ ⎭ $\Rightarrow M_t = 8.175$ KN.m

a-I-2-Moment aux appuis :

- $M_A = 0.2\ M_{01} = 0.2 \times 9.370 = 1.874$ KN.m
- $M_B = \max(0.5\ M_{01}, 0.5\ M_{02}) = 0.5\ M_{02} = 0.5 \times 15.693 = 7.846$ KN.m
- $M_C = 0.4\ M_{02} = 0.4 \times 15.693 = 6.277$ KN.m
- $M_D = \max(0.4\ M_{02}, 0.4\ M_{03}) = 0.4\ M_{02} = 0.4 \times 15.693 = 6.277$ KN.m
- $M_E = 0.4\ M0_3 = 0.4 \times 13.626 = 5.450$ KN.m
- $M_F = 0.4\ M0_3 = 0.4 \times 13.626 = 5.450$ KN.m
- $M_G = 0.4\ M0_3 = 0.4 \times 13.626 = 5.450$ KN.m
- $M_H = 0.5\ M0_3 = 0.5 \times 13.626 = 6.813$ KN.m
- $M_I = 0.2\ M0_3 = 0.2 \times 13.626 = 2.725$ KN.m

I-2/ Effort tranchant:

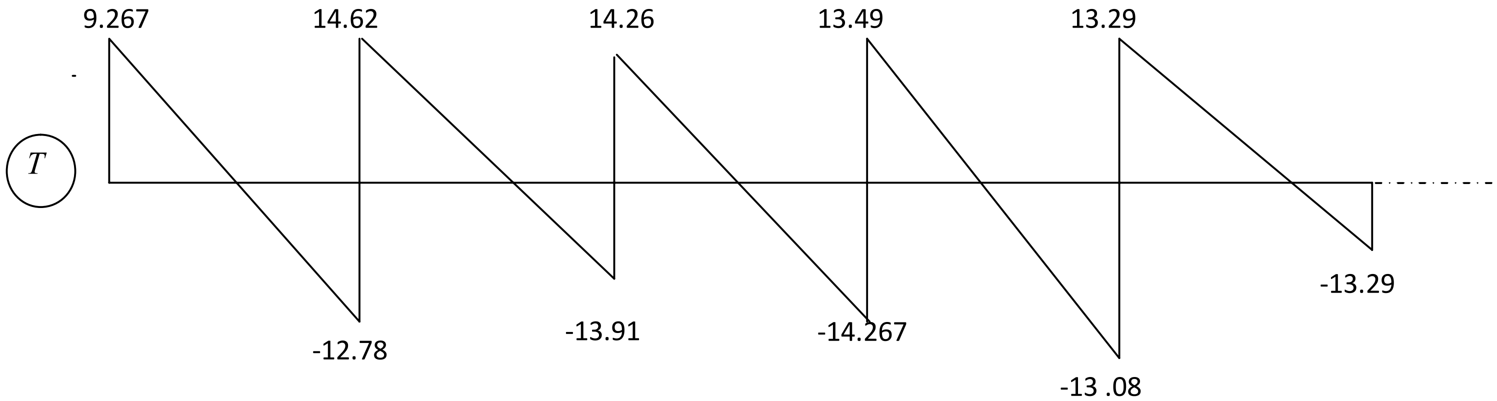
$$T_w = \frac{N_{ul} \times L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L}$$

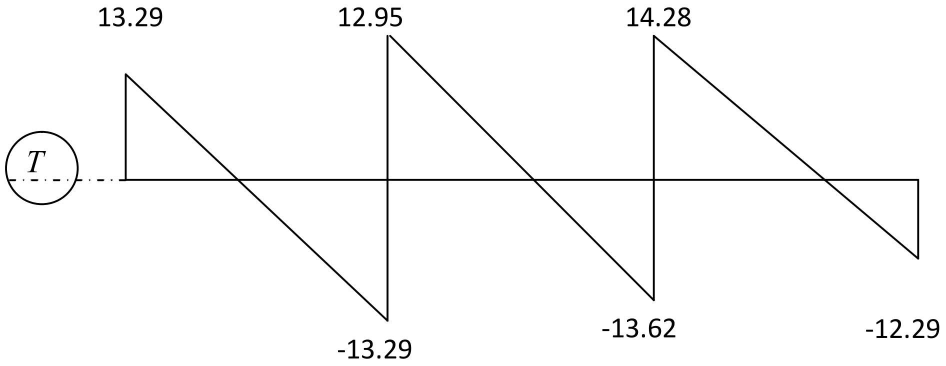
$$T_w = -\frac{N_{ul} \times L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L}$$

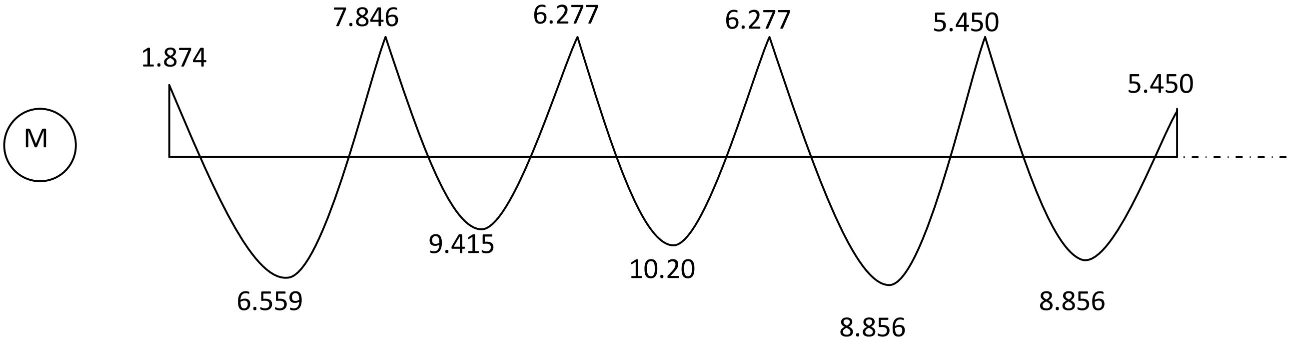
Avec : N_{ul} = 6.485 KN/ml

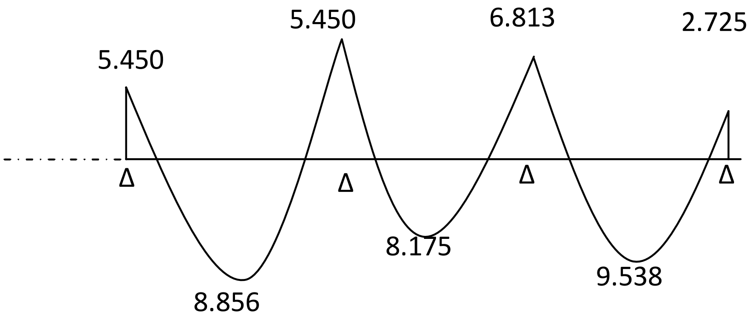
Travée	AB	BC	CD	DE	EF
Moment	6.2559	9.415	10.20	8.856	8.856
T_w	9.27	14.62	14.267	13.49	13.29
T_e	-12.78	-13.91	-14.267	-13.08	-13.29

Travée	FG	GH	HI
Moment	8.856	8.175	9.538
T_w	13.29	12.95	14.28
T_e	-13.29	-13.62	-12.29





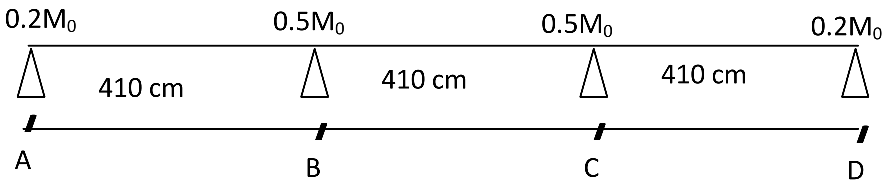




a-II/ 2^{eme} type:

Poutrelles à trois travées.

II-1 moments aux appuis et en travée :



1-a- Moments en travée :

A1- travée de rive

Travée (A-B) et (C-D)

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) \geq 1.05\, M_{03} \Rightarrow M_t + \frac{(0.2\,M_{03} + 0.5\,M_{03})}{2} \geq 1.05\, M_{03}$$

$$\left.\begin{array}{l} M_t \geq (1.05-0.35)M_{03} \Rightarrow M_t \geq 0.7\, M_{03} \\ M_t \geq \dfrac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_{03} \Rightarrow M_t \geq 0.62\, M_{03} \end{array}\right\} \begin{array}{l} \Rightarrow M_t = 0.7\, M_{03} \\ \Rightarrow M_t = 9.538 \text{ KN.m} \end{array}$$

A2—travée intermédiaire

Travée (B-C)

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) \geq 1.05\, M_{03} \Rightarrow M_t + \frac{(0.5\, M_{03} + 0.5\, M_{03})}{2} \geq 1.05\, M_{03}$$

$M_t \geq (1.05\text{-}0.50)M_{03} \Rightarrow M_t \geq 0.55\, M_{03}$ $\quad\Rightarrow M_t = 0.55\, M_{03}$

$M_t \geq \dfrac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_{03} \Rightarrow M_t \geq 0.62\, M_{03}$ $\quad\Rightarrow M_t = 7.494$ KN.m

b-Moment au appuis

- $M_A = 0.2\, M_{03} = 2.725$ KN.m
- $M_B = 0.5\, M_{03} = 6.813$ KN.m
- $M_C = \max 0.5\, M_{03} = 6.813$ KN.m
- $M_D = 0.2\, M_{03} = 2.725$ KN.m

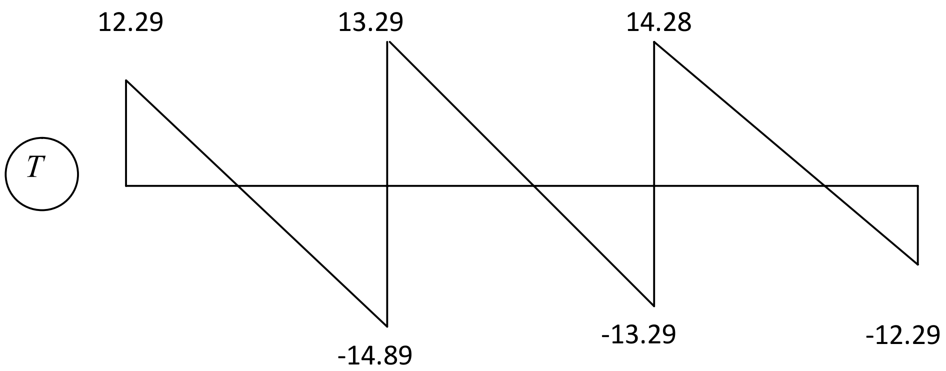
II-2/ Effort tranchant

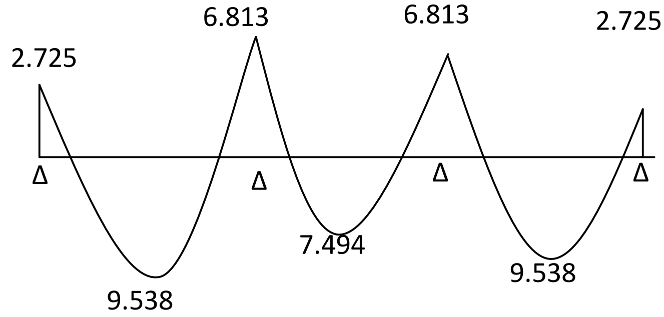
$$T_w = \frac{N_{ul} \times L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L}$$

Avec : N_{ul} =6.485 KN/ml

$$T_w = -\frac{N_{ul} \times L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L}$$

Travée	A B	B C	C D
Moment	9.538	7.494	9.538
T_W	12.29	13.29	14.28
T_e	-14.89	-13.29	-12.29





b/ Plancher étage courant et R.D.C :

$G = 5.06\ KN/m^2 \Rightarrow G = 5.06 \times 0.65 = 3.289\ KN/ml$

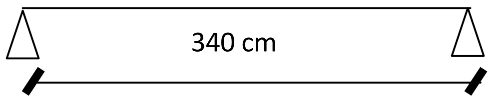
$Q_{ec} = 3.5\ KN/m^2 \Rightarrow Q_{ec} = 3.5 \times 0.65 = 2.275\ KN/ml.$

$N_{ul} = (1.35 \times 3.289) + (1.5 \times 2.275) = 7.852\ KN/ml$

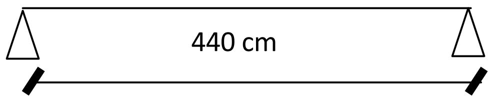
$N_{ser} = 3.289 + 2.275 = 5.564\ KN/ml$

Moments maximaux des différentes travées isostatiques :

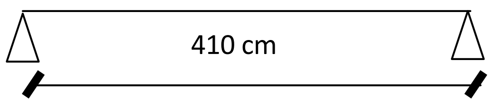
Type 1 : $M_{01} = N_{ul} \cdot \dfrac{L_1^2}{8} = \dfrac{(3.40)^2}{8} N_{UL}$



Type 2 : $M_{02} = N_{ul} \cdot \dfrac{L_2^2}{8} = \dfrac{(4.40)^2}{8} N_{UL}$



Type 3 : $M_{03} = N_{ul} \cdot \dfrac{L_3^2}{8} = \dfrac{(4.10)^2}{8} N_{UL}$



$N_{ul} = 7.852\ KN/ml$, $N_{ser} = 5.564\ KN/ml$

$$M_{01} = \frac{(3.40)^2}{8} \times 7.852 = 11.346 KN.m$$

$$M_{02} = \frac{(4.40)^2}{8} \times 7.852 = 19.001 KN.m$$

$$M_{03} = \frac{(4.10)^2}{8} \times 7.852 = 16.499 KN.m$$

$$\propto = \frac{Q}{G+Q} = \frac{5.06}{5.06+3.5} = 0.59$$

$(1+0.3\alpha)M_0 = [1+(0.3 \times (0.59))]M_0 = 1.17\ M_0$

D'où :

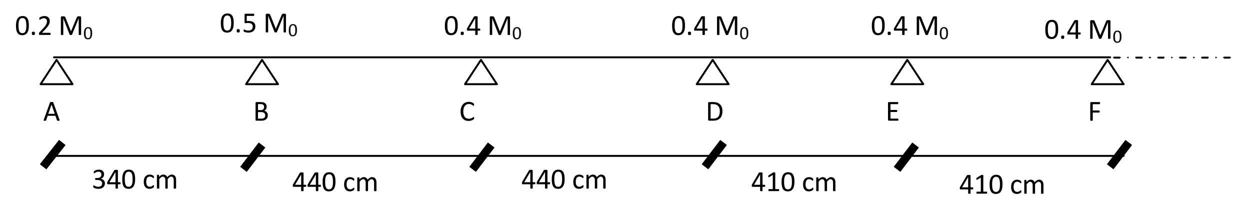
$$\max \begin{cases} (1+0.3\ \alpha)M_0 \\ 1.05\ M_0 \end{cases} \Rightarrow M_{max} = 1.17\ M_0$$

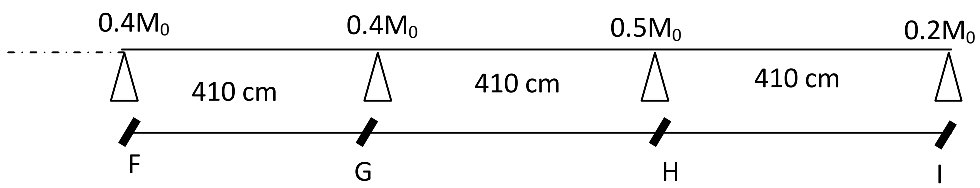
$\left[\frac{(1.2+0.3\alpha)}{2}\right]M_0 = 0.68\ M_0$ - - - - - - - - - ► *Pour travée de rive*

$\left[\frac{(1+0.3\alpha)}{2}\right]M_0 = 0.58\ M_0$ - - - - - - - - - ► *Pour travée intermédiaire*

dans le plancher terrasse, il y a deux types poutrelles (1^{er} type , 2^{eme} type)

<u>*a-I/ 1^{er} type :*</u>





a-I-1/moment aux appuis et en travées:

1-1-En travée :

Travée de rive : AB et HI

Travée AB

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) \geq 1.17\, M_{01} \Rightarrow M_t + \frac{(0.2\,M_{01} + 0.5\,M_{01})}{2} \geq 1.17\, M_{01}$$

$M_t \geq (1.17\text{-}0.35)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.82\ M_{01}$

$M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.68\ M_{01}$

$\Rightarrow M_t = 0.82\ M_{01}$

$\Rightarrow M_t = 9.303$ KN.m

Travée HI :

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) \geq 1.17\, M_{03} \Rightarrow M_t + \frac{(0.5\,M_{03} + 0.2\,M_{03})}{2} \geq 1.17\, M_{03}$$

$M_t \geq (1.17\text{-}0.35)M_{03} \Rightarrow M_t \geq 0.82 M_{03}$

$M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_{03} \Rightarrow M_t \geq 0.68\ M_{03}$

$\Rightarrow M_t = 0.82\ M_{03}$

$\Rightarrow M_t = 13.502$ KN.m

En travées intermédiaires : (B-C), (C-D), (D,E) , (E-F), (F,G) , (G-H)

Travée B-C :

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) \geq 1.17\, M_{02} \Rightarrow M_t + \frac{(0.5\,M_{02} + 0.4\,M_{02})}{2} \geq 1.17\, M_{02}$$

$M_t \geq (1.17\text{-}0.45)M_{02} \Rightarrow M_t \geq 0.72\ M_{02}$

$M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)}{2} M_{02} \Rightarrow M_t \geq 0.58\ M_{02}$

$\Rightarrow M_t = 0.72\ M_{02}$

$\Rightarrow M_t = 13.680$ KN.m

Travée C-D :

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) \geq 1.17\, M_{02} \Rightarrow M_t + \frac{(0.4\,M_{02} + 0.4\,M_{02})}{2} \geq 1.17\, M_{02}$$

$M_t \geq (1.17\text{-}0.4)M_{02} \Rightarrow M_t \geq 0.77\ M_{02}$

$M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)}{2} M_{02} \Rightarrow M_t \geq 0.58\ M_{02}$

$\Rightarrow M_t = 0.77\ M_{02}$

$\Rightarrow M_t = 14.630$ KN.m

Travée D-E :

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) \geq 1.17\, M_{03} \Rightarrow M_t + \frac{(0.4\, M_{03} + 0.4\, M_{03})}{2} \geq 1.17\, M_{03}$$

$M_t \geq (1.17\text{-}0.40)M_{03} \Rightarrow M_t \geq 0.77M_{03}$ $\quad \Rightarrow M_t = 0.77M_{03}$

$M_t \geq \dfrac{(1+0.3\alpha)}{2} M_{03} \Rightarrow M_t \geq 0.58\, M_{03}$ $\quad \Rightarrow M_t = 12.704$ KN.m

Travée E-F :

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) \geq 1.17\, M_{03} \Rightarrow M_t + \frac{(0.4\, M_{03} + 0.4\, M_{03})}{2} \geq 1.17\, M_{03}$$

$M_t \geq (1.17\text{-}0.40)M_{03} \Rightarrow M_t \geq 0.77M_{03}$ $\quad \Rightarrow M_t = 0.77\, M_{03}$

$M_t \geq \dfrac{(1+0.3\alpha)}{2} M_{03} \Rightarrow M_t \geq 0.58\ 2\, M_{03}$ $\quad \Rightarrow M_t = 12.704$ KN.m

Travée F-G :

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) \geq 1.17\, M_{03} \Rightarrow M_t + \frac{(0.4\, M_{03} + 0.4\, M_{03})}{2} \geq 1.17\, M_{03}$$

$M_t \geq (1.17\text{-}0.45)M_{03} \Rightarrow M_t \geq 0.72\, M_{03}$ $\quad \Rightarrow M_t = 0.72\, M_{03}$

$M_t \geq \dfrac{(1+0.3\alpha)}{2} M_{03} \Rightarrow M_t \geq 0.58\, M_{03}$ $\quad \Rightarrow M_t = 11.879$ KN.m

Travée G-H :

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) \geq 1.17\, M_{03} \Rightarrow M_t + \frac{(0.5\, M_{03} + 0.4\, M_{03})}{2} \geq 1.17\, M_{32}$$

$M_t \geq (1.17\text{-}0.45)M_{03} \Rightarrow M_t \geq 0.72\, M_{03}$ $\quad \Rightarrow M_t = 0.72\, M_{03}$

$M_t \geq \dfrac{(1+0.3\alpha)}{2} M_{03} \Rightarrow M_t \geq 0.58\, M_{03}$ $\quad \Rightarrow M_t = 11.879$ KN.m

a-I-2-Moment aux appuis :

- $M_A = 0.2\, M_{01} = 0.2 \times 11.346 = 2.269$ KN.m
- $M_B = \max(0.5\, M_{01}, 0.5\, M_{02}) = 0.5\, M_{02} = 0.5 \times 19.001 = 9.500$ KN.m
- $M_C = 0.4\, M_{02} = 0.4 \times 19.001 = 7.600$ KN.m
- $M_D = \max(0.4\, M_{02}, 0.4\, M_{03}) = 0.4\, M_{02} = 0.4 \times 19.001 = 7.600$ KN.m
- $M_E = 0.4\, M0_3 = 0.4 \times 16.466 = 6.578$ KN.m
- $M_F = 0.4\, M0_3 = 0.4 \times 16.466 = 6.578$KN.m
- $M_G = 0.4\, M0_3 = 0.4 \times 16.446 = 6.578$ KN.m

- $M_H = 0.5\ M0_3 = 0.5 \times 16.446 = 8.223$ KN.m
- $M_I = 0.2\ M0_3 = 0.2 \times 16.446 = 3.289$ KN.m

I-2/ Effort tranchant

:

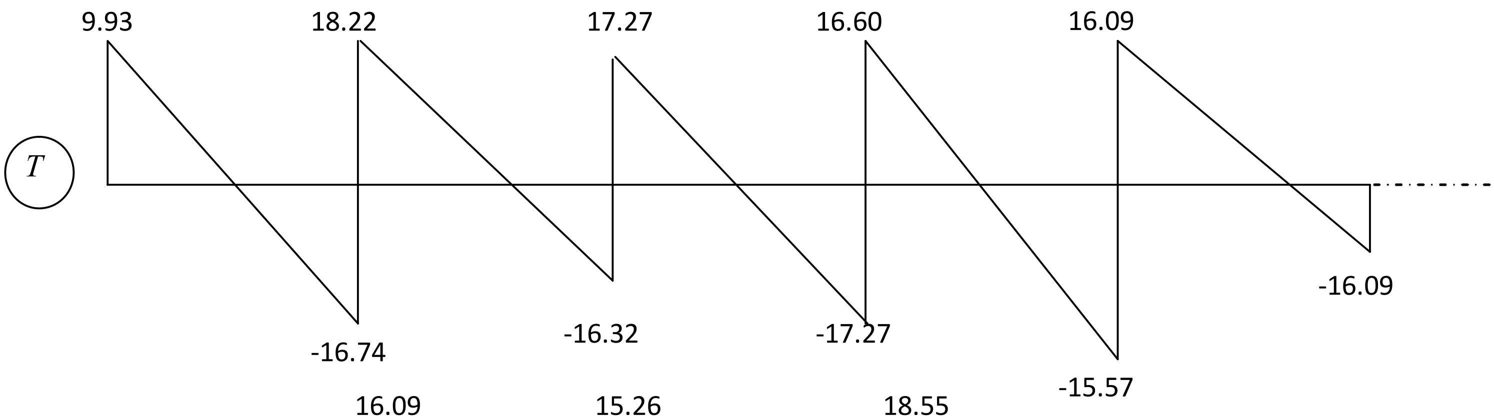
$$T_w = \frac{N_{ul} \times L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L}$$

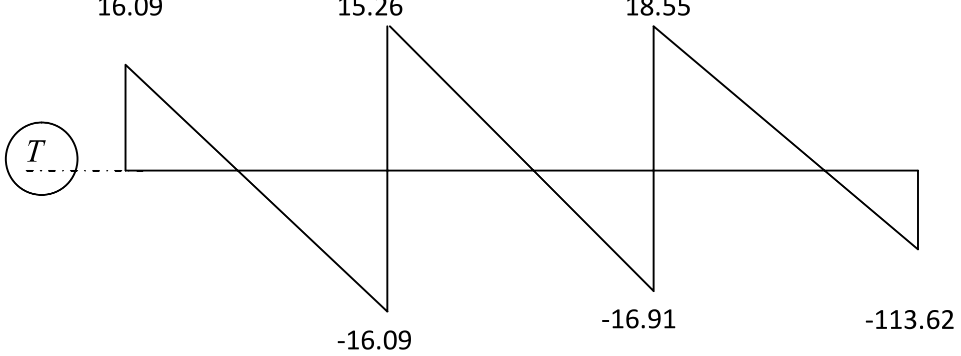
Avec : N_{ul} = 7.852 KN/ml

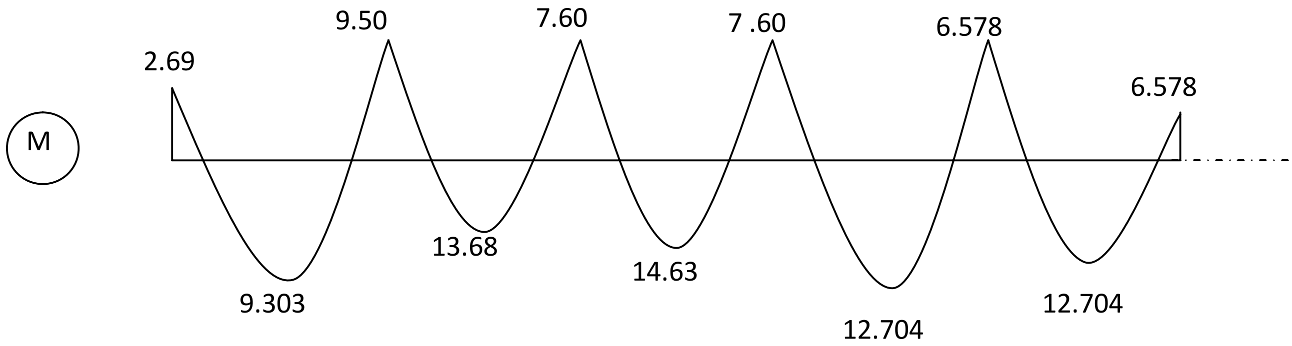
$$T_w = -\frac{N_{ul} \times L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L}$$

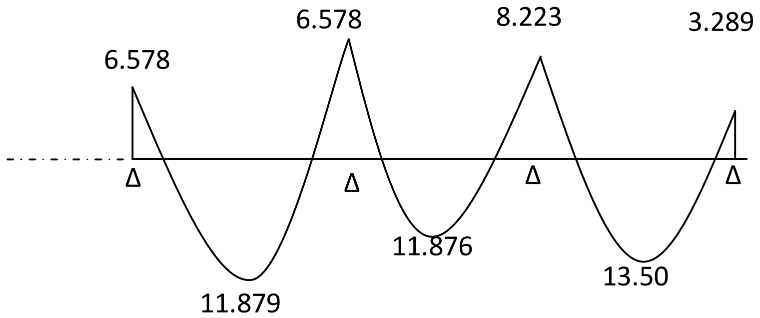
Travée	AB	BC	CD	DE	EF
Moment	9.303	13.68	14.63	12.704	12.704
T_w	9.935	18.22	17.27	16.60	16.09
T_e	-16.74	-16.32	-17.27	-15.57	-16.09

Travée	FG	GH	HI
Moment	11.879	11.879	13.502
T_w	16.09	15.26	18.55
T_e	-16.09	-16.91	-13.62





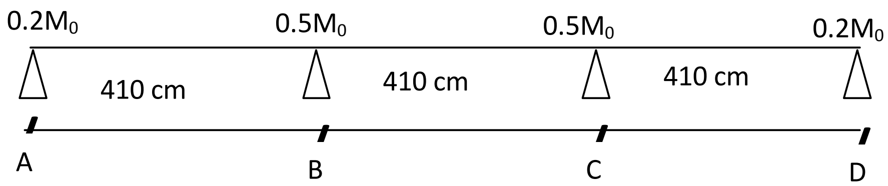




a-II/ 2^eme type:

Poutrelles à trois travées.

II-1 moments aux appuis et en travée :



1-a- Moments en travée :

A1- travée de rive

Travée (A-B) et (C-D)

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) \geq 1.17\, M_{03} \Rightarrow M_t + \frac{(0.2\, M_{03} + 0.5\, M_{03})}{2} \geq 1.17\, M_{03}$$

$$\left.\begin{array}{l} M_t \geq (1.17-0.35)M_{03} \Rightarrow M_t \geq 0.82\, M_{03} \\ M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_{03} \Rightarrow M_t \geq 0.77\, M_{03} \end{array}\right\} \begin{array}{l} \Rightarrow M_t = 0.82 M_{03} \\ \Rightarrow M_t = 13.\ 529\ KN.m \end{array}$$

A2—travée intermédiaire

Travée (B-C)

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) \geq 1.17 M_{03} \Rightarrow M_t + \frac{(0.5 M_{03} + 0.5 M_{03})}{2} \geq 1.17 M_{03}$$

$M_t \geq (1.17\text{-}0.50)M_{03} \Rightarrow M_t \geq 0.67\ M_{03}$

$M_t \geq \dfrac{(1+0.3\alpha)}{2} M_{03} \Rightarrow M_t \geq 0.67\ M_{03}$

$\Rightarrow M_t = 0.67\ M_{03}$

$\Rightarrow M_t = 11.05$ KN.m

b-Moment au appuis

- $M_A = 0.2\ M_{03} = 3.29$ KN.m
- $M_B = 0.5\ M_{03} = 8.233$ KN.m
- $M_C = 0.5\ M_{03} = 8.233$ KN.m
- $M_D = 0.2\ M_{03} = 3.29$ KN.m

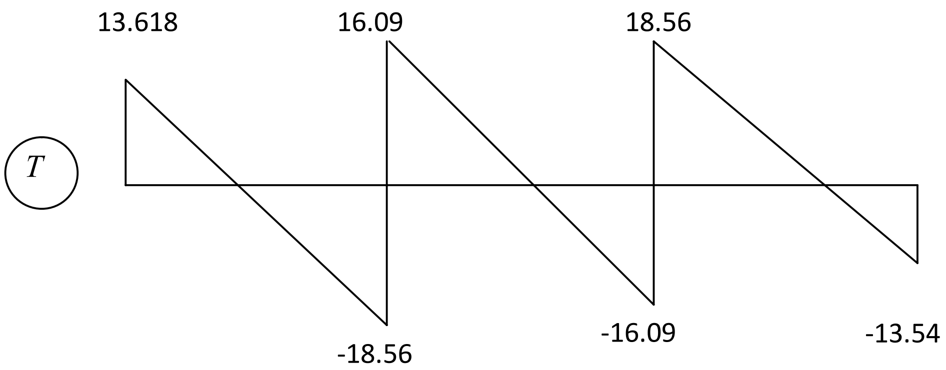
II-2/ Effort tranchant

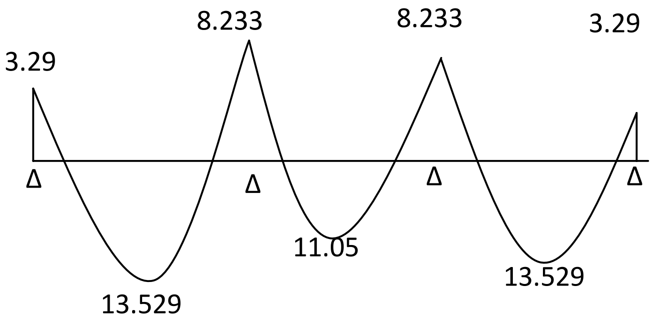
$$T_w = \frac{N_{ul} \times L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L}$$

$$T_w = -\frac{N_{ul} \times L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L}$$

Avec : N_{ul} =7.852 KN/ml

Travée	A B	B C	C D
Moment	13.529	11.05	13.529
T_w	13.618	16.09	18.56
T_e	-18.56	-16.09	-13.54





Ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait pour les cas les plus défavorables.

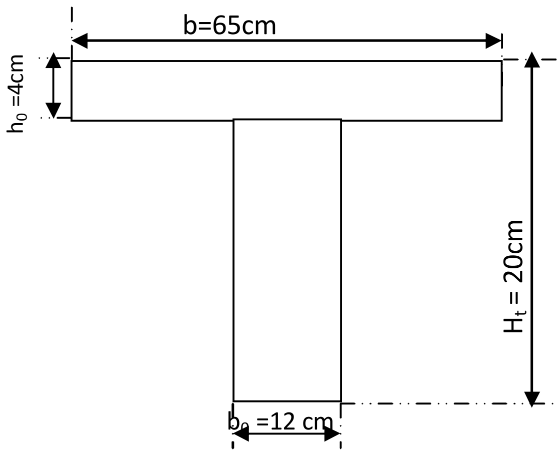
A. Plancher terrasse :

A.1 Travée :

$M_{t\,max} = 10.20$ KN.m

Moment équilibre par la table de compression est :

$$\boldsymbol{M_{table} = b \times h_0 \times f_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)}$$



avec: $d = 0.9\,h_t = 0.9 \times 20 = 18$ cm, $h_0 = 4$ cm

$f_{bc} = 14.17$ MPA $= 14.17 \times 10^3$ KN/m^2

$M_{table} = 0.65 \times 0.04 \times 14{,}17.10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right)$

$\Rightarrow$ **$M_{table} = 58{,}9472$ KN.m**

On a donc:

$M_{tmax} = 10.20$ KN.m $< M_{table} = 58.9472$ KN.m

Alors la section à étudier étant une section rectangulaire ($b \times h_t = 65 \times 20$cm^2) du fait que l'axe neutre tombé dans la table de compression et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, nous conduisons nos calculs comme si la section était rectangulaire, de longueur constante égale à la largeur de la table « b » et de hauteur « H_t » soumise à un moment max égale à :

$M_{tmax} = 10.20$ KN.m

Calcul

$$\mu = \frac{M_{t\max}}{f_{bc}.b.d^2} = \frac{10.20}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.17 \times 10^3} = 0.034$$

On a:

$\mu = 0.034 < \mu_l \Rightarrow \acute{A}_s = 0,\ A_s \neq 0$

et : $\mu = 0.034 < 0.186 \Rightarrow$ *pivots A;* $\varepsilon_s = 10\ ^0/_{00}$

d = 0.9 ht = 18 cm

$$\alpha = 1.202\ \left[1 - \sqrt{1 - 2.055\ \mu}\right]$$

$$\alpha = 1.202\ \left[1 - \sqrt{1 - 2.055 \times 0.034}\right] = 0.0428$$

Z = d(1-0.416 α) = 18 (1-0.416 (0.0428)) = 17.679 cm

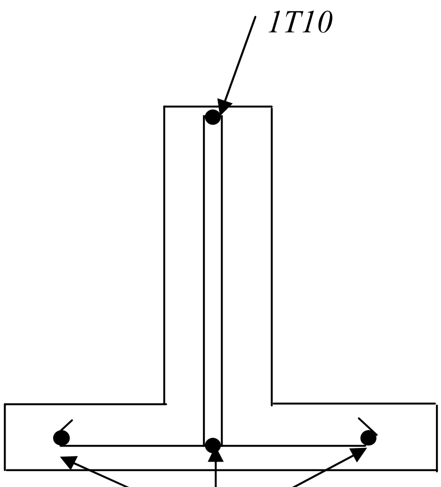
$$A_s = \frac{M_{t\max}}{Z.\sigma_s} = \frac{10.20 \times 10^3}{17,679 \times 348} = 1.65\ cm^2 \Rightarrow A_S = 1,65\ cm^2$$

Donc: On adopte 3T12 (As = 3.39 cm^2*)*

A-2 Appuis de rive :

La zone tendue se trouve dans la table de compression de point de vue calcul, nous retenons une section rectangulaire $(b_0 \times h_t = 12 \times 20)cm^2$

$M_{tmax} = 2.725$ *KN.m*



$$\mu = \frac{M_{a\max}}{f_{bc}.b.d^2} = \frac{2.725}{0,12 \times 14,17 \times 10^3 \times (0,18)^2} = 0.0494$$

On a donc: $\mu = 0.0494 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \acute{A}_s = 0,\ A_s \neq 0$

et $\mu = 0.0494 < 0.186 \Rightarrow$ *pivot A,* $\varepsilon_s = 10\ ^0/_{00}$

$$\alpha = 1.202\ \left[1 - \sqrt{1 - 2.055\mu}\right] = 1.202\left[1 - \sqrt{1 - 2.055 \times 0.0494}\right] = 0.062$$

Z = d(1-0.416 α) = 18 (1-0.416 (0.062)) = 17.53 cm

$$A_s = \frac{M_{a\max}}{Z.\sigma_s} = \frac{2.725 \times 10^3}{17,69 \times 348} = 0.446\ cm^2$$

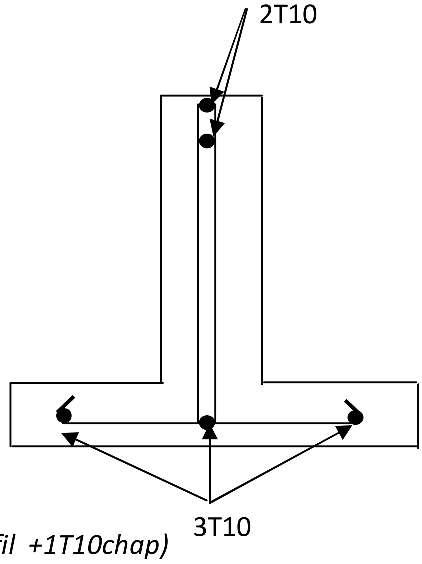
D'où :

$A_s = 0.44\ cm^2$ *On adopte 1T10* $(A_s = 0.79\ cm^2)$

A.3. Appuis centraux :

M $_{Amax}$ =7.846 KN.m

$$\mu = \frac{M_{a\,max}}{f_{bc}\,.b\,.\,d^2} = \frac{7.846}{0,12 \times 14,17 \times 10^3 \times (0,18)^2} = 0.142$$



μ =0.142

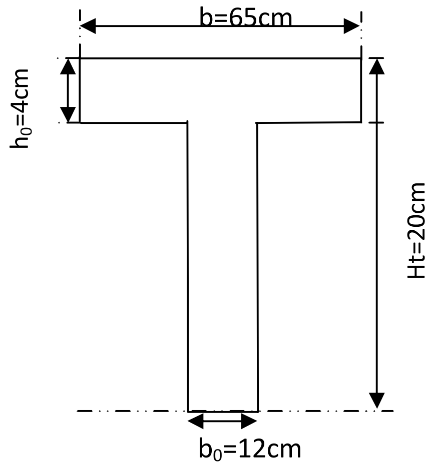
On a : μ =0.142 < μ_l = 0.392 ⇒ $Á_s$ =0 , $A_s \neq 0$

α = 1.202 $\left[1-\sqrt{1-2.055\mu}\right] = 0.190$

Z = d(1-0.416 α) = 16.57 cm²

$$A_s = \frac{M_{a\,max}}{Z\,.\sigma_s} = \frac{7.846 \times 10^3}{16.57 \times 348} = 1.36\ cm^2$$

D'où : A_s = 1.36 cm² On adopte : 2T10 (A_s = 1.57 cm²) Soit (1 T10fil +1T10chap)



B. Plancher étage courant et R.D.C

B.1 Travée :

M $_{tmax}$ = 14.63 KN.m

Moment équilibré par la table de compression

$$\mathbf{M_{table} = b \times h_0 \times f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2}\right)}$$

Avec : d = 0.9 h_t = 18 cm, h_0 =4 cm, f_{bc} = 14,17 MPA

M_{table} = 0,65 x 0,04 x 14,17 x 10³ (0,18 - $\frac{0,04}{2}$)=58,947 KN.m

Donc : M_{tmax} = 14.63 < M_{table} = 58,947 KN.m

L'axe neutre tombé dans la table de compression

Calcul

Le calcul comme une section rectangulaire (b x h_t = 65 *x* 20) cm²

M_{tmax} = 14.63 KN.m

$$\mu = \frac{M_{t\,max}}{f_{bc}.b.d^2} = \frac{14.63}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.17 \times 10^3} = 0.049$$

On a : $\mu = 0.049 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$, $A_s \neq 0$

$\alpha = 0.062$

$Z = d(1-0.416\,\alpha) = 16.56\ cm^2$

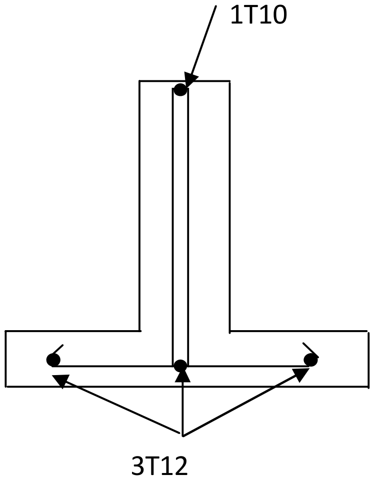
$Z = 16.56\ cm$

$$A_s = \frac{M_{t\,max}}{Z.\sigma_s} = \frac{14.63 \times 10^3}{16.56 \times 348} = 2.53\ cm^2$$

D'où : $A_s = 2.53\ cm^2$ On adopte : 3T12 ($A_s = 3.39\ cm^2$)

B.2. Appuis de rive:

La Zone tendue se trouve dans la table de compression de point de vue calcul, nous retenons une section rectangulaire.*($b_0 \times h_t = 12 \times 20)cm^2$*



M_{amax} = 3.289 KN.m

$$\mu = \frac{M_{a\,max}}{f_{bc}.b.d^2} = \frac{3.289}{0,12 \times 14,17 \times 10^3 \times (0,18)^2} = 0.059$$

$\mu = 0.059 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$, $A_s \neq 0$

$\alpha = 1.202\left[1-\sqrt{1-2.055\mu}\right] = 0.075$

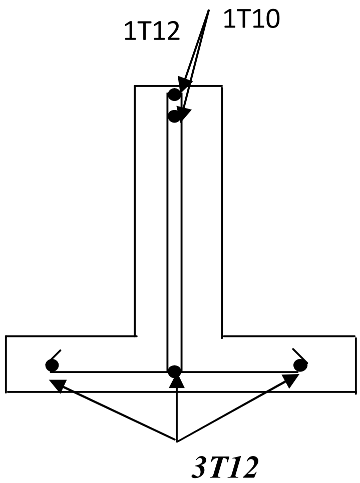
$Z = 17,43\ cm$

$$A_s = \frac{M_{a\,max}}{Z.\sigma_s} = \frac{3.289 \times 10^3}{17,43 \times 348} = 0.542\ cm^2$$

D'où : $A_s = 0.54\ cm^2$ On adopte : 1T10 ($A_s = 0,79\ cm^2$)

B.3.Appuis centraux :

La zone tendue se trouve dans la table de compression de point vue calcul, nous retenons une section rectangulaire ($b_0 \times h_t = 12 \times 20$) cm^2



Ma max = 9.50 KN.m2T10

$$\mu = \frac{M_{a\,max}}{f_{bc}.b.d^2} = \frac{9.50}{0.12 \times (0.18)^2 \times 14.17 \times 10^3} = 0.172$$

On a : $\mu = 0.172 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \acute{A}_s = 0$ *et* $A_s \neq 0$

$\alpha = 0.235$

$Z = 16.24$ *cm*

$$A_s = \frac{M_{a\max}}{Z.\sigma_s} = \frac{9.50 \times 10^3}{16.24 \times 348} = 1.68\ cm^2$$

D'où : $A_s = 1.68$ cm^2 *On adopte : 1T10 et 1T 12* ($A_s = 2.09$ cm^2)

C. Vérifications :

C-1- Vérification des contraintes E-L-S

a. Plancher Terrasse :

M_{ser} *maximal :* $M_{ser} = N_{ser}\dfrac{L^2}{8}$ *avec :* $N_{ser} = 4,73$ *KN/ml*

L = 440cm

$M_{ser} = 4,73\ \dfrac{4.4^2}{8} = 11.44$ *KN.m*

Détermination de l'axe neutre :

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

Le moment statique « T » par rapport à l'axe situé à la distance h_0 *de la fibre la plus comprimée.*

Position de l'axe neutre / à la table :

$$T = \frac{bh_0^2}{2} + n.\acute{A}_s\,(h_0 - \acute{C}) - n.A_s(d - h_0)$$

$$T = \frac{bh_0^2}{2} - n.A_s(d - h_0) \Rightarrow T = \frac{65(4)^2}{2} - 15x2,36\ (18-4)$$

$$\Rightarrow T = 24,4\ cm^3$$

$T > 0 \Rightarrow y_1 < h_0$ *l'axe neutre est dans la table.*

Position de l'axe neutre :

Déterminée avec l'équation des moments statiques :

$S=\frac{by_1^2}{2}+n.\acute{A}_s\,(y_1-\acute{C})-n.\,A_s\,(d-y_1)=0$

On a: d= 18 cm, b=65 cm, n =15, $\acute{A}_s=0$, *As=3.39 cm*^{2}

$\Rightarrow$ $S=\frac{65}{2}y_1^2$ -15 x 3.39 $(18-y_1)=0$

$\Rightarrow$ $32{,}5\,y_1^2+35{,}4\,y_1-637.2=0$

$\Rightarrow$ $\sqrt{\Delta}=289{,}98$

$$\Rightarrow \begin{cases} Y_1(1)=3{,}92\text{ cm} \\ \\ Y_1(2)=-5\text{ cm (inadmissible)} \end{cases}$$

$Y_1(1)=3{,}92$ cm $<h_0=4$cm $\Rightarrow$ *l'axe neutre se trouve dans la table de compression*

Calcul de moment d'inertie : Ix

$I_x=\frac{by_1^3}{3}+\acute{A}_s.n\,(y_1-\acute{C})^2+n.\,A_s\,(d-y_1)^2$

$I_x=\frac{65(3{,}92)^3}{3}+15\times2{,}36\,(18-3{,}92)^2=8323{,}40\text{ cm}^4$

$I_x=8323{,}40\text{ cm}^4$

Calcul de contrainte maximale dans le béton comprimé « σbc »

$\sigma_{bc}=\frac{M_{ser}}{I_x}y_1=\left[\frac{11.44}{8323.04\times10^{-8}}\right]3.92\times10^{-2}=5387.79\text{ KN/m}^2$

$\sigma_{bc}=$ 5.387 MPA

Contrainte maximale dans l'acier tendue « σ_{st} »

$\sigma_{ST}=n\frac{M_{ser}}{I_x}(d-y_1)=\frac{15\times11.44}{8323{,}40\times10^{-8}}(18-3{,}92)\times10^{-2}=290281.37\ KN/m^2$

$\sigma_{ST} = \mathbf{290.28}$ MPA

Puisque la fissuration est peu nuisible donc :

$\left.\begin{array}{l}\overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} \\ \overline{\sigma}_{st} \text{ : pas de limitation de contraints}\end{array}\right\}$ (*)

$\overline{\sigma}_{bc}$ = 0,6 x 25 = 15 MPA $\Rightarrow \sigma_{bc}$ =5.387 MPA < $\overline{\sigma}_{bc}$ = 15MPA..Vérifiée

b. Plancher étage courant et R.D.C

$$M_{ser} = N_{ser} . \frac{L^2}{8}$$ Avec : L =4.4 m, N_{ser} = 5.564 KN/ml

$$M_{ser\,\max} = \frac{5.564\,(4.4)^2}{8} = 13.46\ KN.m$$

La position de l'axe neutre par rapport à la table :

$T = \frac{bh_0^2}{2} + n.Á_s\,(h_0 - Ć) - n.A_s(d - h_0)$.... ....(*)

T= 24,4 cm^3 donc T > 0 $\Rightarrow y_1 < h_0$ l'axe neutre est dans la table de compression.

Détermination de l'axe neutre :

Déterminée avec l'équation des moments statiques S.

$S = \frac{by_1^2}{2} + n.Á_s\,(y_1 - Ć) - n.\,A_s\,(d - y_1) = 0$

On a : d= 18 cm, b=65 cm, n =15, $Á_s$ = 0 et A_s=2,36 cm^2

$\Rightarrow$ $32{,}5\, y_1^2 + 35{,}4\, y_1 - 637{,}2 = 0$

$\Rightarrow$ $\sqrt{\Delta}$ = 289,98 $\Rightarrow$ $\left\{\begin{array}{l} Y_1(1) = 3{,}92 \text{ cm} \\ Y_1(2) = -5 \text{ cm (inadmissible)}\end{array}\right.$

moment d'inertie I_x

I_x = 8323,04 cm^4

(*) Le précis de calcul **B.A** page 199

(*) Précis de calcul béton armée 2eme partie –2- page 197

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

$$\sigma bc = \frac{M_{ser}}{I_x} y_1 = \left[\frac{13.46 \times 3.92}{8323.04 \times 10^{-6}}\right] = 6339.41\ KN/m^2$$

$\sigma_{bc} =$ 6.33 MPA

Contrainte maximale dans l'acier tendue « σ_{st} »

$$\sigma_{ST} = n \frac{M_{ser}}{I_x}(d - y_1) \frac{15 \times 13.46}{8323,04 \times 10^{-8}} (18 - 3,92) \times 10^{-2} = 341552,12\ KN/m^2$$

$\sigma_{ST} =$ **341.55** MPA

Puisque la fissuration est peu nuisible donc :

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

$\overline{\sigma}_{st}$: pas de limitation de contraints

$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15$ MPA $\Rightarrow \sigma_{bc} = 6.33$ MPA $< \overline{\sigma}_{bc} = 15$MPA .... Vérifiée

.Conditions de non- fragilité: (**)

En travée :

$A_{min} \geq 0.23\ b.d.\frac{f_{t28}}{fe}$

$$A_{min} \geq \frac{(0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1)}{400} 10^4$$

$A_{min} \geq 1.41\ cm^2$

Aux appuis

$A_{min} \geq 0.23\ b_0.d.\frac{f_{t28}}{fe}$

$$A_{min} \geq \frac{(0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times 2.1)}{400} 10^4$$

$A_{min} \geq 0.261\ cm^2$

.a. Pour le plancher terrasse:

En travée : $A_{adopte} = 2.36\ cm^2 > A_{min} = 1.41\ cm^2$ .... Vérifiée

En appuis de rive : $A_{adopte} = 0.79 cm^2 > A_{min} = 0.261\ cm^2$ .... Vérifiée

En appuis centraux : $A_{adopté} = 1.57\ cm^2 > A_{min} = 0.261\ cm^2$ .... Vérifiée

(**) **BAEL** 91 Article A-4-2-2 en page 30

Conclusion :

En travée : $As = max (A_{min} , A_t) = 2.36\ cm^2 \Rightarrow$ 3T12.

En appuis de rive : $A_s = max (A_{min} , A_{ar}) = 0.79 cm^2 \Rightarrow$ 1T10.

En appuis centraux : $As = max (A_{min} , A_{ac}) = 1.57\ cm^2 \Rightarrow$ 2T10.

Tableau récapitulatif de ferraillage :

	μ	α	Z (cm)	As Calculé cm^2	Amin cm^2	A adopté cm^2
Travée	0.049	0.042	17.67	1,56	1,41	3.29 (3T12)
Appuis de rive	0.049	0.062	17,53	0,44	0,261	0,79 (1T10)
Appuis centraux	0 .142	0.190	16.57	1.36	0,261	1,57 (2T10)

C.2.b.Pour le plancher étage courant et R.D.C :

En travée : $A_{adopté} = 2,53\ cm^2 > A_{min} = 1,41 cm^2$ -.-.-.-.-.-.-.-.-.-.- Vérifiée.

En appuis de rive : $A_{adopté} = 0,54\ cm^2 > A_{min} = 0,261 cm^2$ -.-.-.-.-.-.-.-.- Vérifiée.

En appuis centraux : $A_{adopté} = 1,68\ cm^2 > A_{min} = 0,261 cm^2$ -.-.-.-.-.-.-.-.- Vérifiée.

Tableau récapitulatif de ferraillage :

	μ	α	Z (cm)	As Calculé cm^2	Amin cm^2	A adopté cm^2
Travée	0.049	0.062	16.56	2.53	1,41	3.29 (3T12)
Appuis de rive	0.059	0.057	17.43	0.54	0,261	1.57 (2T10)
Appuis centraux	0.172	0.235	16.24	1.68	0,261	2.09 (1T10 et 1T12)

C.3.Vérifications diverses :

a. Plancher terrasse :

1. Cisaillement (effort tranchant) :

On a : $T_{max} = V_u = 17.70\ KN$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{17.70}{12 \times 18 \times 10^{-4}} = 819.44\ KN/m^2$$ d'où : $\tau_u = 0.819\ MPA$

Fissuration peu nuisible : $\overline{\tau_u}$ = min (0,13f_{c28} , 5MPA) (*)

$\Rightarrow \overline{\tau_u}$ = 3,25 MPA

On a : $\overline{\tau_u}$ = 3,25 MPA > τ_u = 0,819 MPA... Vérifié

Pas de risque de cisaillement des barres, donc les armatures d'âme sont droites $\alpha = \frac{\Pi}{2}$

2. Diamètre des armatures transversales :

On a : $Ø_t \leq \min (Ø_l , \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10})$ (*)

Avec : $Ø_L$: diamètre des armatures longitudinales.

h = 20cm , b_0 = 12cm.

$\Rightarrow$ $Ø_t \leq$ min (10 mm,5,71mm, 12 mm)

$\Rightarrow$ $Ø_t \leq$ 5,71 mm = 6 mm

On adoptee : $Ø_t$ = 6 mm

$A_t = 2(\pi.Ø_t)^2/4$ =56,5 mm^2

D'où: A_t = 0,57 cm^2 → 2T6.

3- Espacement « S_t »

$S_t \leq$ min (0,9d, 40cm) (**)

$S_t \leq$ min (0,9× 18 , 40cm)

$S_t \leq$ 16,2cm → S_t = 16cm

Zone no dale: (***)

$S_t \leq$ min (10 $Ø_L$, 15cm) $\Rightarrow$ $S_t \leq$ 10 cm donc: St ≤ 10 cm

Zone courante:

$S_t \leq$ 15 $Ø_L \Rightarrow$ $S_t \leq$ 15 cm donc: $S_t \leq$ 15 cm

On adoptee:

A_t = 0.57 cm^2 → 2T6
S_t = 10cm en Zone normale

(*) **D.T.U** les règles de **BAEL** 91 page 53
(*) **BAEL** 91 Page 112
(**) **BAEL** 91 pages 53
(***) **RPA** 99 page

4- Section minimale A_t (****)

- $$\frac{A_{t\,min}\,.f_e}{s_t.b_0.\sin\alpha}\geq max\left(\frac{\tau_u}{2},0,4\,MPA\right)$$
- $$\max\left(\frac{\tau_u}{2},0,4\,MPa\right)=\max\left(\frac{0,819}{2},0,4\,MPa\right)$$ =0,4 MPa.

$$\Rightarrow A_{min}\geq\left(\frac{0.4\times S_t\times b_0\times sim\alpha}{f_e}\right)$$ Avec: $\alpha=\frac{\Pi}{2}$ et S_t =16 cm

$$A_{t\,min}\geq\left(\frac{0.4x16x12xsim90}{400}\right)$$ $\Rightarrow$ $A_{tmin}\geq 0.192\ cm^2$

donc : $A_t = 0,57\ cm^2 > A_{tmin} = 0,19\ cm^2$ - . - . - . - . - . - . - . - . *Vérifié.*

-5- Ancrage des armatures au niveau des appuis :

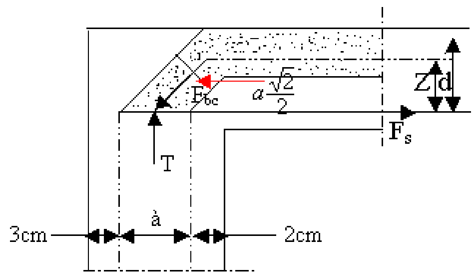
$T_{max} = V_u = 17.70$ KN et M_u =7.846 KN.m

$$F=\frac{M_u}{0.9\,d}=\frac{7.846}{0.9\,x18\;x\,10^{-2}}=48\,.43\;KN$$

On a : F = 48.43 KN > V_u =17.70 KN.

Donc les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction

la contrainte de compression dans la bielle d'about(**)



Appuis simples d'about

On a :

- *a : profondeur utile d'appui*
- $a\frac{\sqrt{2}}{2}$ *:largeur utile de la bielle*
- *F_{bc} : effort de compression dans la bielle*
- *σ_{bc} : contrainte de compression dans la bielle*

$$\sigma_{bc}=\frac{effort.de.compression}{section.de.la.bielle.d'about}\Rightarrow\sigma_{bc}=\frac{F_{bc}}{S}$$

(****) **BAEL** 91 page 55
(**) **BAEL** 91 page 126

Avec : $F_{bc}=\frac{T}{cos45}\Rightarrow F_{bc}=\sqrt{2}T$ *et* $S=a\frac{\sqrt{2}}{2}\times b_0\Rightarrow S=\frac{a\times b_0}{\sqrt{2}}$

D'où : $\sigma_{bc}=\frac{2T}{a\times b_0}$

On doit avoir : $\sigma_{bc}\leq\frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b}$ *mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle d'about est légèrement différents de* 45^0 *. On considère que*

$$\sigma_{bc}=\frac{2T}{a\times b_0}\leq f_{bc}$$

$$\sigma_{bc}\leq f_{bc}\Rightarrow\frac{2T}{a\times b_0}\leq f_{bc}\Rightarrow a\geq\frac{2T}{b_0\times f_{bc}}\Rightarrow a\geq\frac{2\times 17.70}{12\times 14,17\times 10}\Rightarrow a\geq 0,021\,m.\Rightarrow a\geq 2.10\,cm$$

On a : a= min (à,0.9 d) $\Rightarrow$ *a = min (25, 0.9 x 18)* $\Rightarrow$ *a = min (25, 16, 2)* $\Rightarrow$ *a = 16.2cm*

D'où : a = 16.2 cm >2.10 cm - . - . - . - . - . - . - . - . - . - *Vérifié*

Section minimale des armatures longitudinales inférieures

sur l'appui simple d'about :

$$A_{s\,min}\geq\frac{T\gamma_s}{f_e}\Rightarrow A_{s\,min}\geq\frac{17.70\times 1,15}{400\times 10^3\times 10^{-4}}\Rightarrow A_{s\,min}\geq 0,508\;cm^2$$

1T10 $\Rightarrow A_s=0.79\,cm^2$ *pour appuis de rive*

donc : $A_s=0,79\,cm^2>A_{s\,min}=0,508\,cm^2$ - . - . - . - . - . - . - . - *vérifié.*

Entraînement des armatures

Vérification de la contrainte d'adhérence(*)

On a : $\tau_{se}=\frac{T}{n.u.z}$

Avec de :

- *T : effort tranchant max ,* $T_{max}=11,6447$ *KN.*
- *n : nombre des armatures longitudinales tendues, n=3*
- *u : périmètre d'armature tendue u= π* $Ø_L$ *=3,14* × *1=3,14 cm.*
- *Z = 0,9 d =0,9* × *18=16,2 cm*

$$\Rightarrow\tau_{se}=\left(\frac{17.70}{3\times 3.14\times 16.2\times 10^{-4}}\right)=1159.86\ KN/m^2$$

d'où : $\tau_{se}=1.159$ *MPa*

(*) **BAEL** 91 Article A-6-13 page 82

ψ_s: *coef de scellement.*

$\bar{\tau}_{seu} = \psi_s . f_{tj}$ *avec* $\psi = 1.5$ *(H.A)*

$f_{tj} = f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 MPa$

$\bar{\tau}_{seu} = 1.5 \times 2.1 = 3,15 MPa$

d'où $\tau_{se} = 1.159$ *MPa<* $\bar{\tau}_{seu}$ *=3,15MPa* .... *Vérifié*

Ancrage des armatures tendues :(**)

Droit « L_s » est la longueur que doit avoir une barre droite de diamètre « Ø » pour équilibre une contrainte d'adhérence «τ_s».

Contrainte d'adhérence ultime τ_{su} est supposé constante est égale à la valeur limite ultime.

$\tau_{su} = 0,6 . \psi_s^2 . f_{t28}$ (***) $\psi_s = 1.5$ (H.A)

$\tau_{su} = 0.6\,(1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$ MPa

L_s : longueur de scellement droit (barre isolée)

$Ø_l$= 1 cm $\Rightarrow L_s = \dfrac{\phi_L . f_e}{4 . \tau_{su}} \Rightarrow L_s = \dfrac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 cm$

r= rayon de courbure.

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre «b=30 cm», nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que : r=5.5 $Ø_L$ (H.A) $\Rightarrow$ r=5.5 × 1= 5.5 cm.

Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0,050 > 0,062 \rightarrow Condition\ non\ vérifiée\,;$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{65 \times 18} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,0029 < 0,0105 \rightarrow Condition\ vérifiée,$$

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0,05 > 0,077 \rightarrow Condition\ non\ vérifiée\,;$$

(**) **BAEL** 91 Article A-6-1-2-1 page 75
(***) **BAEL** 91 Article A-6-1-2-1 page 74

Le calcule de la flèche est nécessaire une fois une condition de ces trois conditions ne vérifiée pas :

Calcule de la flèche :

1/- Calcule de chargement (descente des charges chapitre II)

Charge permanente sans revêtement : j= 4.26 x 0.65= 2.77 KN/ml

Charge permanente avec revêtement g= 5.06x 0.65= 3.29 KN/ml

Charge total : P= G+Q = 8.53x 0.65= 5.54 KN/ml

2/- Calcule des moments correspondants

$$M_j = 0.75\,\frac{j \times l^2}{8} = 4.155 \quad KN/ml$$

$$M_g = 0.75\,\frac{g \times l^2}{8} = 4.94\,KN/ml$$

$$M_P = 0.75\,\frac{P \times l^2}{8} = 8.31 \quad KN/ml$$

3/- Calcule de position de centre de gravité

$$Y_G = \frac{\Sigma A_i \times Y_i}{\Sigma A_i} = \frac{\left((b \times h)\frac{h}{2}\right) + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(65 \times 20 \times 10) + (15 \times 3.39 \times 18)}{(65 \times 20) + (15 \times 3.39)}$$

$$Y_1 = Y_G = 10.30\ cm$$

$$Y_2 = h - Y_G = 9.7cm$$

4/- Calcul du moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b\,Y_1^3}{3} + \frac{b\,Y_2^3}{3} + \eta\,A\,(d - Y_1)^2$$

$$= \frac{65 \times 10.30^3}{3} + \frac{65 \times 9.70^3}{3} + (15 \times 3.39) \times (18 - 10.30)^2) = 46465.22\ cm^4$$

5/- calcul des contraintes correspondantes

$$\sigma_j = \frac{15\,M_j}{I} \times (d - y) = 15\,\frac{4.155 \times 10^3}{46465.22} \times (18 - 10.3) = 10.32MPa$$

$$\sigma_g = \frac{15\,M_g}{I} \times (d - y) = 15\,\frac{4.94 \times 10^3}{46465.22} \times (18 - 10.30) = 12.27MPa$$

$$\sigma_P = \frac{15\,M_P}{I} \times (d - y) = 15\,\frac{8.31 \times 10^3}{46465.22} \times (18 - 10.30) = 20.65MPa$$

6/- calcul de pourcentage des armatures

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{3.39}{12.18} = 0.0156$$

7/- calcul des coefficients correspondants

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75\ x\ ft28}{(4\rho\ 6j)+ft28} = -0.34<0 \rightarrow \mu_j=0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75\ x\ ft28}{(4\rho\ 6g)+ft28} = -0.28<0 \rightarrow \mu_g=0$$

$$\mu_P = 1 - \frac{1,75\ x\ ft28}{(4\rho\ 6P)+ft28} = -0.08<0 \rightarrow \mu_P=0$$

8/- calcul du module de déformation

Module de déformation longitudinale instantané du béton

$$Ei = 11000\ \ 3\sqrt{fc28} = 32164,2MPa$$

Module de déformation longitudinale différée du béton

$$Ev = \frac{Ei}{3} = 10818.87MPa$$

Coefficient instantané

$$\lambda_i = \frac{0,05 ft_{28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0,05.2,1}{(2+3.\frac{12}{65})0,0156} = 2.62$$

Coefficient différée

$$\lambda_v = 0.4\ \lambda_i = 1.05$$

9/- calcul du moment d'inertie

$$I_{ji} = \frac{1,1x\ I_0}{(1+\lambda_i\ \mu_j)} = \frac{1,1x\ 46465.22}{(1+2.62x0)} = 51111.74\ cm^4$$

$$I_{gi} = \frac{1,1x\ I_0}{(1+\lambda_i\ \mu_g)} = \frac{1,1x\ 46465.22}{(1+2.62x\ 0)} = 51111.74\ cm^4$$

$$I_{Pi} = \frac{1,1x\ I_0}{(1+\lambda_i\ \mu_P)} = \frac{1,1x\ 46465.22}{(1+2.62x\ 0)} = 51111.74\ cm^4$$

$$I_{gv} = \frac{1,1x\ I_0}{(1+\lambda_v\ \mu_g)} = \frac{1,1x\ 46465.22}{(1+1.05x\ 0)} = 51111.74\ cm^4$$

10/- calcul de la flèche

Pour une poutre ou bande de dalle

$$f = \frac{M_{t\ x} L^2}{10\ E_i . I_{Fi}}$$

Pour une console

$$f = \frac{M_{t\ x} L^2}{4\ E_i . I_{Fi}}$$

Calcul de la flèche

La flèche correspondant a j :

$$f\text{ji} = \frac{M_{\text{j}}\ x\,L^2}{10\ E_i.I_{ji}} = 0.04\ \text{cm}$$

La flèche correspondant a g :

$$f\text{gi} = \frac{M_{\text{g}}\ x\,L^2}{10\ E_i.I_{gi}} = 0.048\ \text{cm}$$

La flèche correspondant a P:

$$f\text{Pi} = \frac{M_{\text{P}}\ x\,L^2}{10\ E_i.I_{Pi}} = 0.12\ \text{cm}$$

La flèche correspondant a V :

$$f\text{gv} = \frac{M_{\text{g}}\ x\ L^2}{10\ E_v.I_{gv}} = 0.43\ \text{cm}$$

La flèche totale :

$$\Delta f = f\text{gv} - f\text{ji} + f\text{Pi} - f\text{gi}$$

$$\Delta f = 0.462\ cm$$

11/- la flèche admissible :

$$\Delta\text{fadm} = \frac{\text{L}}{500} = 0.8\ cm$$

On a : $\Delta f = 0.462cm < \Delta\text{fadm} = 0.80cm$

Donc c'est vérifie

-III 2- *Etude de la dalle pleine :*

.1-Épaisseur minimale requise h_0 :

$h_0 \geq \frac{l_x}{25}$ Si $\alpha < 0.4$

$h_0 \geq \frac{l_x}{40}$ Si $\alpha > 0.4$

Avec : $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$

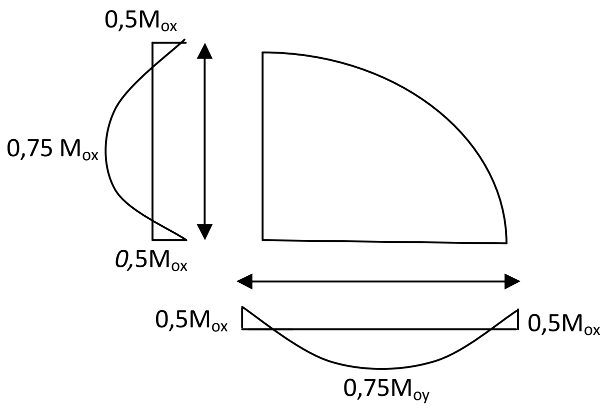


Fig III. 1 : panneau de dalle le plus sollicité

on prend h_0= 16 cm

Lx : la petite portée du panneau de dalle. =2.28 m

Ly : la grande portée du panneau de dalle = 4.60 m

: $\alpha = \frac{228}{460} = 0.49$

Evaluation des charges

Charge permanente :

G=6.26 KN/m2

Charge d'exploitation :

Q= 3.5 KN/m2

ELU

Qu= $(1{,}35G + 1{,}5Q) = 13.70KN/m$

Qu=$(1{,}35G + 1{,}5Q)x\ 1\ ml = 13.70KN/ml$

ELS

QS= = $(G + Q)x\ 1\ ml = 9.76KN/ml$

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{228}{460} = 0.49$ >0,4 la dalle travaille suivant les deux sens

α= 0,49 :

$$\begin{cases} \mu x = 0.0980 \\ \mu y = 0.2500 \end{cases}$$

Moment isostatique :

Sens l_x :

$M_{ox}= \mu x q l2x = 0,098 .13.70. (2.28)2 = 6.79 KN.m$

Sens l_y :

$M_{oy}=\mu y . Mox = 0,2500. 6.79 = 1.74 KN.m$

Moments en travée et sur appuis :

En travées

M_{tx}= 0,75. M_{ox}= $5.07 KN.m$

M_{ty}= 0,75. M_{oy}= $1.30 KN.m$

En appuis

M_{ax}= 0,50. M_{ox}= $3.39 KN.m$

M_{ay}= 0,50. M_{oy}= $0.87 KN.m$

-Calcul de ferraillage :

E.L.U :

Pour une bande de 1m de largeur
$(b = 100\ cm;\ d = 0,9\,h = 0,9 x 16 = 14.4 cm)$

*a- **Les armatures inférieures (en travée)** :*

- **Sens Lx :**

M_{tx} =5.07 KN/ml

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc}.d^2.b} = \frac{5.07.\ 10^3}{14,17.(14.4)^2.100} = 0,017 \prec 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,017 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,991$$

$$\sigma_S = \frac{fe}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa.$$

$$Asx = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{5.07 .10^3}{0,991.14,4.348} = 1.02 cm^2/ml.$$

- **Sens Ly :**

M_{ty}= 1.30 KN/ml

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc}.d^2.b} = \frac{1.30\,.\,10^3}{14,17.(14.4)^2.100} = 0,0042 \prec 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,004 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,998$$

$$\sigma_S = \frac{fe}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa.$$

$$Asy = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{1.30.10^3}{0,998.14,4.348} = 0.26cm^2/ml.$$

b- Les armatures supérieures (sur appui):

- **<u>Sens Lx :</u>**

M_{ax}= 3.39 KN/ml

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc}.d^2.b} = \frac{3.39\,.\,10^3}{14,17.(14.4)^2.100} = 0,0011 \prec 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,0011 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,994$$

$$\sigma_S = \frac{fe}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa.$$

$$Asx = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{3.39.10^3}{0,994.14,4.348} = 0.68cm^2/ml.$$

- **<u>Sens Ly :</u>**

M_{ay}= 0.87 KN/ml

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc}.d^2.b} = \frac{0.87\,.\,10^3}{14,17.(14.4)^2.100} = 0,0029 \prec 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,022 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,999$$

$$\sigma_S = \frac{fe}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa.$$

$$Asy = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{0.87.10^3}{0,999.14,4.348} = 0.17cm^2/ml.$$

c-Pourcentage minimal des armatures :

- **<u>Sens Ly :</u>**

$A_{y\,min}$ (cm²/ml) = 8.h_0 (feE400)

$A_{y\,min}$ = $8 \, x \, 0{,}16 \;=\; 1{,}28 \, cm^2/ml$

- **<u>Sens Lx :</u>**

$A_{x\,min}$ (cm²/ml) = $A_{y\,min}.\dfrac{3-\alpha}{2}$; α =0.49

$A_{x\,min} = 1{,}28\ \dfrac{3-0{,}49}{2} = 1{,}61 cm^2/ml$.

- **En travée :**
- $A_{tx} = \max(A_{x\,min}, A_{sx}) = max\,(1{,}28\ ;\ 1{,}02) = 1{,}28\ cm^2/ml$
- $A_{ty} = \max(A_{y\,min}, A_{sy}) = max\,(1{,}61\ ;0.26) = 1.61\ cm^2/ml$
- **Sur appui :**
- $A_{ax} = \max(A_{x\,min}, A_{sx}) = max\,(1{,}28\ ;\ 0.68) = 1.28\ cm^2/ml$
- $A_{ay} = \max(A_{y\,min}, A_{sy}) = max\,(1{,}61\ ;0.17) = 1.61\ cm^2/ml$

Choix des aciers :

Diamètre :

$\phi \leq (h_0/10)$

D'où : $\phi \leq 160/10$

Et puis : $\phi \leq 16$ mm

3. d-Espacement des armatures (fissuration peu préjudiciable)

- **Sens Lx :**

$S_{tx} \leq \min(3.h_0\,;\ 33\ cm)$

$S_{tx} \leq \min(3.16\,;\ 33\ cm)$

$S_{tx} \leq 33$ cm

- **Sens Ly :**

$S_{ty} \leq \min(4.h_0\,;\ 45\ cm)$

$S_{ty} \leq \min(4.16\,;\ 45\ cm)$

$S_{ty} \leq 45$ cm

Le choix des aciers :

En travée :

- **Sens Lx :**

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,28\ cm^2/ml \\ S_{tx} \leq 33\ cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{6T12\ /ml = 6,79\ cm^2/ml} \\ \mathbf{St = 15cm} \end{cases}$$

- **Sens Ly:**

$$\begin{cases} A_{ty} = 1.61\ cm^2/ml \\ S_{ty} \leq 45\ cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{6T12\ /ml = 6,79\ cm^2/ml} \\ \mathbf{St_y = 15cm} \end{cases}$$

Sur appui :

- **Sens Lx :**

$$\begin{cases} A_{ax} = 1,28\ cm^2/ml \\ S_{ax} \leq 33\ cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{6T12\ /ml = 6,79\ cm^2/ml} \\ \mathbf{St = 15cm} \end{cases}$$

- **Sens Ly:**

$$\begin{cases} A_{ay} = 1.61\ cm^2/ml \\ S_{ay} \leq 33\ cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{6T12\ /ml = 6,79\ cm^2/ml} \\ \mathbf{St = 15cm} \end{cases}$$

4. e-Nécessité de disposer des armatures transversales :

1) on suppose que la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur ;

2) l'épaisseur de la dalle est de 16 cm ;

3) on vérifier l'effort tranchant :

$$\begin{cases} V_x = Qu\ \dfrac{l_x}{2}\ \dfrac{1}{1+\dfrac{\alpha}{2}} = \left(\dfrac{13.70.2.28}{2}\right)\left(\dfrac{1}{1+\dfrac{0,49}{2}}\right) = 12.50\ KN \\ \alpha > 0,49 \rightarrow \\ V_y = Qu\ \dfrac{l_x}{3} = \dfrac{13.70.2,28}{3} = 10.41 KN \leq 12.50 KN \end{cases}$$

V_{max}= max (V_x ; Vy)

V_{max} = 12.50 KN

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} = \frac{12.50.10^3}{1000.144} = 0,08 \quad \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 0,07.\frac{fc_{28}}{\delta_b} = 0,07.\frac{25}{1,5} = 1,17 \quad \text{Mpa}$$

τ_u =0,08 $\leq \bar{\tau} = 1{,}17\ Mpa$ ....condition vérifiée.

De (1), (2) et (3) :

Pas de risque de cisaillement.

-Les vérifications à L'E.L.S :

4.1-Chargement :

QS= = $(G+Q)x\,1\ ml = 9.76KN/ml$

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{430}{500} = 0.86$ >0,4 la dalle travaille suivant les deux sens

α= 0,49 :

$$\begin{cases} \mu x = 0.0980 \\ \mu y = 0.2500 \end{cases}$$

Moment isostatique :

Sens l_x :

M_{ox}= $\mu x q l2x = 0{,}098\,.9.76.\,(2.28)2 = 4.97KN.m$

Sens l_y :

M_{oy}=$\mu y\,.\,Mox = 0{,}2500.4.97 = 1.24\ KN.m$

Moments en travée et sur appuis :

En travées

M_{tx}= 0,75. M_{ox}= $3.72KN.m$

M_{ty}= 0,75. M_{oy}= $0.93KN.m$

En appuis

M_{ax}= 0,50. M_{ox}= $2.49\ KN.m$

M_{ay}= 0,50. M_{oy}= $0.62\ KN.m$

. 3-vérification des contraintes dans le béton :

- **Suivant L_x :**

En travée :

$$Mt_x = 3.72\text{KN.m} \quad ; A_t = 6.79\text{cm}^2/\text{mL} \; ; \quad A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

Y= $by2/2 - nAs(d-y) = 0$

On à :

A_s'=0 ; et n=15

D'ou :

$50y^2 + 15x6{,}79(y - 14{,}4) = 0$

Donc : **y=4,28 cm**

Calcul du moment d'inertie :

$I = by3/3 + 15As\,(d-y)\,2$

$I = 100.(4{,}28)3/3 + 15.6{,}79(14{,}4 - 4{,}28)^2$

$I = 12954.41\ cm4$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

σ_{bc} = K.y= $(Mser/I).y$

σ_{bc} = $\left(\frac{3.72\ .103}{12954.41}\right).4{,}32 = 1.24\ Mpa$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma bc}$:

$\overline{\sigma}_{bc}$= $0{,}6\ fc28 = 15MPa$

Alors :

σ_{bc} =1.24 Mpa< $\overline{\sigma}_{bc}$ = 15MPa ………………condition vérifiée

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

Sur appuis :

$Ma = 2.49\ KN.m \quad Aa = 6{,}79cm^2/ml \ , A' = 0$

Position de l'axe neutre (y) :

$Y = 4{,}28\ cm$

Moment d'inertie (I):

$I = 12954.41\ cm4$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

σ_{bc}= K..y= $(Mser/I).y$

σ_{bc} = $\left(\frac{2.49.103}{12954.41}\right).4{,}28 = 0.82\ Mpa$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma_{bc}}$:

$\overline{\sigma}_{bc}$= $0{,}6\ fc28 = 15MPa$

σ_{bc} =0.82 Mpa< $\overline{\sigma}_{bc}$ =15MPa ………………condition vérifiée

- **Suivant L_y :**

En travée :

$Mt_y = 0.93\ KN.m \quad ; A_t = 6{,}79cm^2/ml \ ; A' = 0$

Position de l'axe neutre (y) :

$Y = by2/2 - nAs(d - y) = 0$

$Y = 4{,}28\ cm$

Calcul du moment d'inertie :

$I = by3/3 + 15As\,(d - y)\,2$

$I = 12954.41\,cm4$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

σ_{bc} =K..y= $(Mser/I).y$

$\sigma_{bc} = \left(\frac{0.93\,.103}{12954.41}\right).4{,}28 = 0.30\,Mpa$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma_{bc}}$:

$\overline{\sigma_{bc}}$=0,6 $fc28 = 15MPa$

Alors :

σ_{bc} = 0.30 Mpa< $\overline{\sigma_{bc}}$ = 15MPa ……………..condition vérifiée

Donc les armatures calculées conviennent.

11.5-Disposition du ferraillage :

5.1-Arrêt des barres :

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total :

$Fe400$ et $fc28 = 25MPa.$

Donc : **L_s = 40Φ = 40.1 = 40cm.**

5.2-Arrêt des barres sur appuis :

$L1 = max\,(Ls\,;\,0{,}2\,Lx) = max\,(40cm\,;\,45\,cm)$

$L1 = 45\,cm.$

$L2 = max\,(Ls\,;\,L1/2) = max\,(40cm\,;22.5cm)$

$L2 = 40\,cm.$

5.3-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 sur deux.

Dans le cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance des appuis inférieurs a Lx /10 de la portée.

$Lx\,/10 = 228/10 = 22.8\,cm$

5.4-Armatures finales :

Suivant L_x : $At = 6{,}79\,cm^2/ml\ \ soit\,6T12\,/\,mL\ \ avec\ \ St = 15\,cm$

Suivant L_y : $At = 6{,}79\,cm^2/ml\ \ soit\,6T12\,/\,mL\ \ avec\ \ St = 15\,cm$

Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{228} = 0{,}070 > 0{,}062 \rightarrow Condition\ vérifiée\,;$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.79}{100 \times 14.4} \leq \frac{4{,}2}{400} \Rightarrow 0{,}0047 < 0{,}0105 \rightarrow Condition\ vérifiée$$

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{16}{228} = 0{,}07 > 0{,}074 \rightarrow Condition\ \ non\ vérifiée\,;$$

Le calcule de la flèche est nécessaire une fois une condition de ces trois conditions ne vérifiée pas :

Calcule de la flèche :

1/- Calcule de chargement

Charge permanente sans revêtement : j= 5.46 KN/ml

Charge permanente avec revêtement g= 6.26 KN/ml

Charge total : P= G+Q = 9.76 KN/ml

2/- Calcule des moments correspondants

$$M_j = 0.75\ \frac{j \times l^2}{8} = 2.66\ \ KN/ml$$

$$M_g = 0.75\ \frac{g \times l^2}{8} = 3.05\ \ KN/ml$$

$$M_P = 0.75\ \frac{P \times l^2}{8} = 4.75\ \ KN/ml$$

3/- Calcule de position de centre de gravité

$$Y_G = \frac{\Sigma A_i \times Y_i}{\Sigma A_i} = \frac{\left((b \times h)\frac{h}{2}\right) + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(100 \times 16 \times 8) + (15 \times 6.79 \times 14.4)}{(100 \times 16) + (15 \times 6.79)}$$

$Y_1 = Y_G = 8.38cm$

$Y_2 = h - Y_G = 7.62cm$

4/- Calcul du moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b\,Y_1^3}{3} + \frac{b\,Y_2^3}{3} + \eta\,A\,(d - Y_1)^2$$

$$= \frac{100 \times 8.38^3}{3} + \frac{100 \times 7.62^3}{3} + (15 \times 6.79) \times (14.4 - 8.38)^2) = 38055.44\ cm^4$$

5/- calcul des contraintes correspondantes

$$\sigma_j = \frac{15\,M_j}{I} \times (d - y) = 15\,\frac{2.66 \times 10^3}{38055.44} \times (14.4 - 8.38) = 6.30\ MPa$$

$$\sigma_g = \frac{15\,M_g}{I} \times (d - y) = 15\,\frac{3.05 \times 10^3}{38055.44} \times (14.4 - 8.38) = 7.23MPa$$

$$\sigma_p = \frac{15\,M_p}{I} \times (d - y) = 15\frac{4.75 \times 10^3}{38055.44} \times (14.4 - 8.38) = 11.27\ MPa$$

6/- calcul de pourcentage des armatures

$$\rho = \frac{A_S}{b_0 d} = \frac{6.79.10^{-4}}{1.0,144} = 0.0047$$

7/- calcul des coefficients correspondants

$$\mu j = 1 - \frac{1,75\ x\ ft28}{(4\rho\ 6j) + ft28} = -0.66 \leq 0 \rightarrow \mu j = 0$$

$$\mu g = 1 - \frac{1,75\ x\ ft28}{(4\rho\ 6g) + ft28} = -0.64 \leq 0 \rightarrow \mu g = 0$$

$$\mu P = 1 - \frac{1,75\ x\ ft28}{(4\rho\ 6P) + ft28} = -0.59 \leq 0 \rightarrow \mu P = 0$$

8/- calcul du module de déformation

Module de déformation longitudinale instantané du béton

$$Ei = 11000\ \ 3\sqrt{fc28} = 32164,2MPa$$

Module de déformation longitudinale différée du béton

$$Ev = \frac{Ei}{3} = 10818.87MPa$$

Coefficient instantané

$$\lambda_i = \frac{0,05\,ft_{28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0,05.2,1}{(2+3.\frac{0,16}{1})0,0047} = 0.91$$

Coefficient différée

$\lambda_v = 0.4\ \lambda_i = 0.36$

9/- calcul du moment d'inertie

$I_{ji} = \dfrac{1{,}1 \times I_0}{(1+\lambda_i\,\mu_j)} = \dfrac{1{,}1 \times 38055.44}{(1+0.91 \times 0)} = 41860.98\ cm^4$

$= I_{gi} = I_{Pi} = I_{gv}$

10/- calcul de la flèche

Pour une poutre ou bande de dalle

$$f = \frac{M_t\ x\ L^2}{10\ E_i.I_{Fi}}$$

Pour une console

$$f = \frac{M_t\ x\ L^2}{4\ E_i.I_{Fi}}$$

Calcul de la flèche

La flèche correspondant a j :

$$fji = \frac{M_j\ x\ L^2}{10\ E_i.I_{ji}} = 0.102\ cm$$

La flèche correspondant a g :

$$fgi = \frac{M_g\ x\ L^2}{10\ E_i.I_{gi}} = 0.117\ cm$$

La flèche correspondant a P:

$$fPi = \frac{M_P\ x\ L^2}{10\ E_i.I_{Pi}} = 0.18\ cm$$

La flèche correspondant a V :

$$fgv = \frac{M_g\ x\ L^2}{10\ E_v.I_{gv}} = 0.35\ cm$$

-

La flèche totale :

$\Delta f = fgv - fji + fPi - fgi$

$\Delta f = 0.311\ cm$

11/- la flèche admissible :

$$\Delta fadm = \frac{L}{500} = 0.456\ cm$$

On a : $\Delta f = 0.311\ cm < \Delta fadm = 0.456\ cm$

Donc c'est vérifie

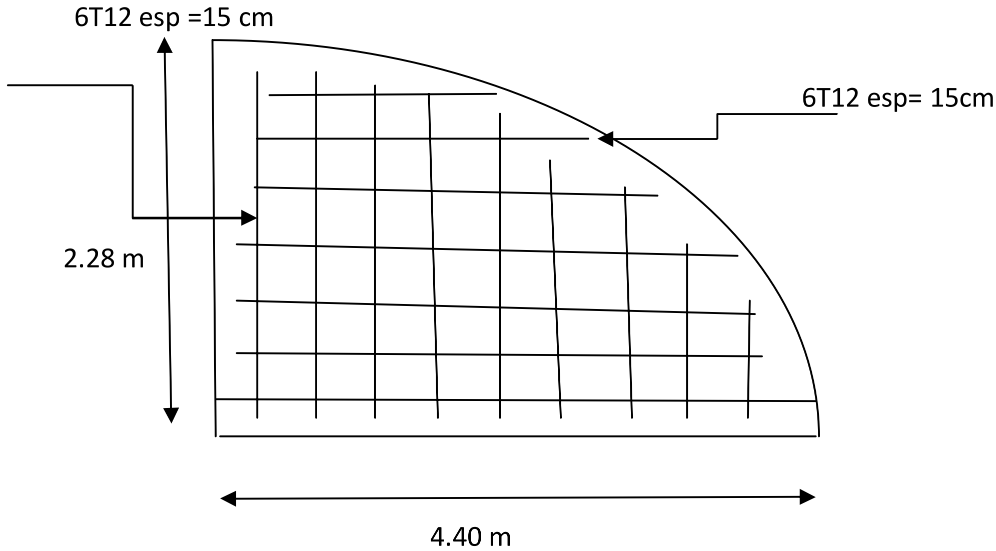


Fig III. 2 : Dessin Ferraillage du panneau de la dalle pleine.