III -1- Introduction :

Un plancher est un élément de structure généralement de surface plane , destiner à limiter les étages et supporter les revêtements de sols, ses fonctions principales sont:

- Supporter son poids propre et les surcharges d'exploitation.
- Transmettre les charges aux éléments porteurs (poteaux, murs, voiles ………)
- Assurer l'isolation thermique (en particulier pour les locaux situé sous la terrasse ou ceux situé sous vide sanitaire) et acoustique (étanchéité au bruit) entre les différentes étages.
- Rigidifier la structure et participer à la résistance (répartition des efforts horizontaux)

On peut distinguer deux grandes classes de plancher :

Les planchers coulés sur place ou plancher dits « traditionnels ».

Les planchers préfabriqués, la préfabrication pouvant être totale ou partielle.

III-2-Dimensionnement des poutrelles :

Notre projet étant une construction courante à une surcharge modérée ($Q \leq 5kN/m^2$).

La hauteur du plancher est **20 cm** soit **(16+4) cm**

- **16 cm** : corps creux
- **4 cm** : dalle de compression

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur avec un espacement de **65 cm** entre axes.

- Hauteur du plancher : **h_t=20 cm**
- Largeur de la nervure : **b_0=12 cm**
- Épaisseur de la dalle de compression: **h_0= 4 cm**

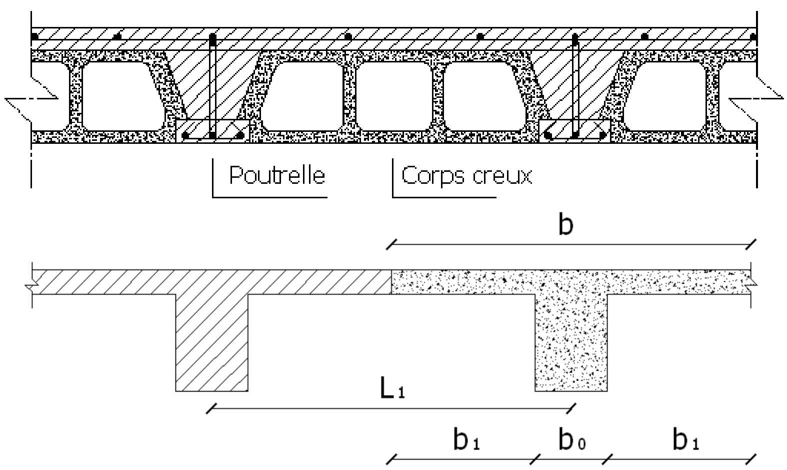


Figure III.1 : Plancher à corps creux

III-2-1-Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

Le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes:

$b=2b_1+b_0$ .... (1)

La portée maximale est : L = 3,70 m l_1=65cm

$$b_1=(b-b_0)/2=\min\begin{cases} b_1\leq (l_1-b_0)/2 \\ b_1\leq L/10 \\ 6h_0\leq b_1\leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \min\begin{cases} b_1\leq (65-12)/2=26{,}5cm \\ b_1\leq 370/10=37\ cm \\ 24\leq b_1\leq 32\ cm \end{cases}$$

On prend: b_1 = 26,5 cm.

(1) $\Rightarrow$ b = 2 (26,5) +12 = 65 cm. Donc on prend dans le calcul **b = 65 cm.**

III-3-Méthode de calcul des poutrelles :

III-3-1- Planchers étages courant :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée appelée " Méthode forfaitaire".

III-3-1-1-Méthode forfaitaire :

La méthode forfaitaire est applicable pour les planchers courantes si les conditions ci-après sont satisfaites;

a- Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Cette méthode est applicable si les quatre conditions suivantes sont remplies :

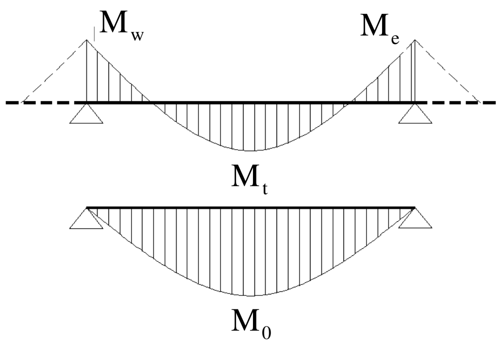
1. la charge d'exploitation $Q \leq \max(2G\ ;\ 5KN/m^2)$
2. les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
3. le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25:

$$\mathbf{0{,}8} \leq \frac{Li}{Li+1} \leq \mathbf{1{,}25}$$

4 la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

b-Principe de calcul :

Il exprime les maximaux en travée et sur appuis (droit et gauche) en fonction des moments fléchissant isostatiques "M_0" de la travée indépendante.



Travée hyperstatique

Travée isostatique (isolée)

Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w, M_t, M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

- $Mt \geq \max\ [1{,}05M_0 ; (1+0{,}3\alpha)M_0] - (Mw+Me)/2$.
- $Mt \geq (1+0{,}3\alpha)\ M_0/2$. . . . . cas d'une travée intermédiaire.
- $Mt \geq (1{,}2+0{,}3\alpha)\ M_0/2$ . . . . cas d'une travée de rive.

M_0 : Le moment maximal isostatique dans la travée indépendante.

Mt : Le moment maximal dans la travée étudiée.

Mw : Le moment sur l'appui gauche de la travée.

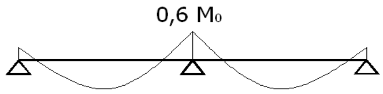
Me : Le moment sur l'appui droit de la travée.

α : Q / (G+Q) le rapport des charge d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations.

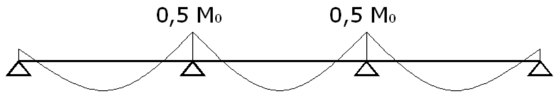
c- Les valeurs des moments aux appuis:

Les valeurs absolues des moments sur appuis sont évaluées selon le nombre des travées :

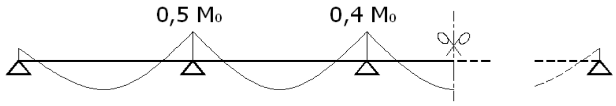
- Poutre contenue a deux travées :



- Poutre contenue a trois travées :



- Poutre contenue a plus de trois travées:

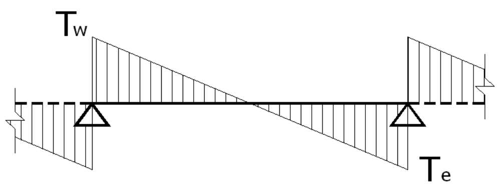


d-Efforts tranchants :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épaisseur d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:

- $Tw = (Mw-Me)/l + Ql/2$
- $Te = (Mw-Me)/l - Ql/2$



III-3-2-Plancher terrasse :

III-3-2-1-Méthode de calcul :

Vu que la 3^{éme} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis **la méthode des trois moments**.

1.2-Principe de calcul de la méthode des trois moments :

Pour les poutres continues à plusieurs appuis,

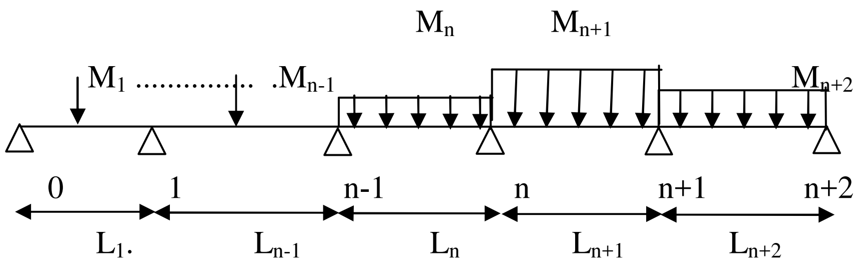
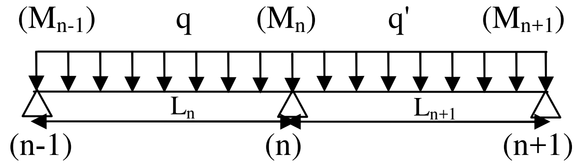
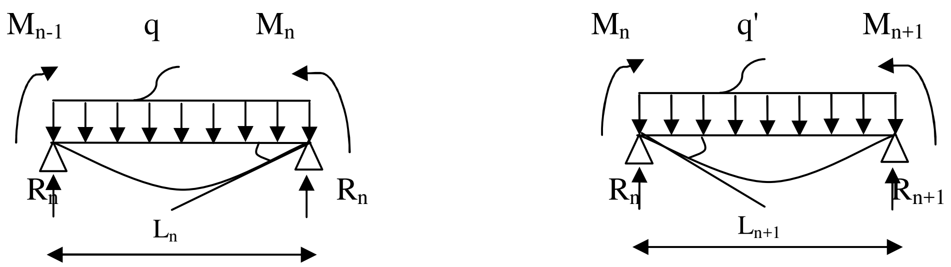


Figure III. 2 : principe de calcul de la méthode des trois moments

Isolant deux travées adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque ; c'est un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur les déformations du système.





M_n , M_{n-1} , M_{n+1} : les moments de flexion sur appuis (n), (n-1), (n+1), il sont supposés positifs, suivant les conditions aux limites et les condition de continuité, (θ '=θ '')……(1)

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n, L_{n+1} sous les charges connues q,q' peuvent être tracer selon la méthode classique. M_n, M_{n-1}, M_{n+1} sont provisoirement omis.

G_n , G_{n+1} :les centres d'inertie des aires de diagramme des moments.

a_n ,b_n , a_{n+1} ,b_{n+1} : sont la signification indiqué sur la figure.

S_n et S_{n+1} : les Aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1}

$\theta' = \theta'(M_{n-1}) + \theta'(M_n) + \theta'(q)$

Selon le théorème des Aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n.a_n}{L_n.EI} + \frac{M_{n-1}.L_n}{6.EI} + \frac{M_n.L_n}{3.EI}$$

$$\theta'' = \frac{S_{n+1}.b_{n+1}}{L_{n+1}.EI} + \frac{M_n.L_{n+1}}{3.EI} + \frac{M_{n+1}.L_{n+1}}{6.EI}$$

$$\theta' = \theta'' \Rightarrow M_{n-1}.L_n + 2M_n\left(L_n + L_{n+1}\right) + M_{n+1}.L_{n+1} = -6\left[\frac{S_n.a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1}.b_{n+1}}{L_{n+1}}\right]$$

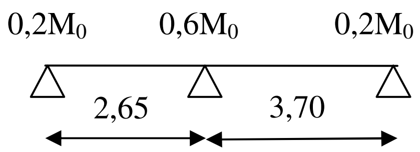
III-4- Etude des poutrelles :

On a trois (03) types des poutrelles dans la terrasse et (02) types dans les étages courants selon le nombre et des longueurs des travées et (03) familles selon la charge appliquée : « RDC » et « 1er jusqu'au 10 éme étage » et « terrasse ».

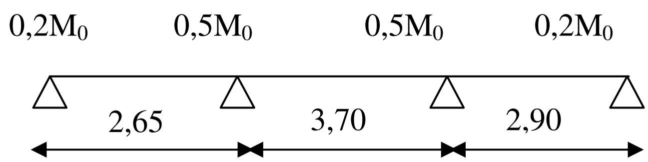
Selon le nombre et des longueurs des travées sont les suivantes :

III-4-1-Les types des poutrelles :

TYPE 01



TYPE 02



TYPE 03

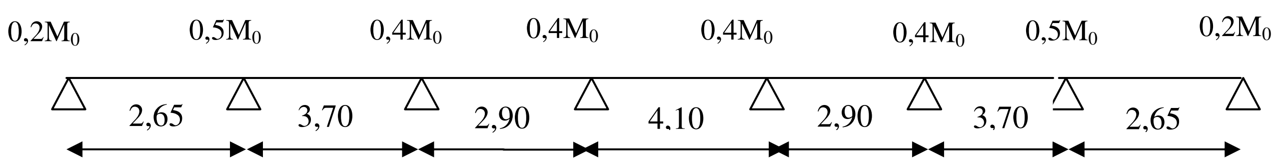


Figure III.2 :les types des poutrelles

III-4-2-Les combinaisons de charges:

Les charges par mètre linéaire /*ml*

❖ **Plancher RDC :**

G = 5,04×0,65 = 3,28 kN/ *ml*

Q = 2,50×0,65 = 1,63 kN/ *ml*

Q_u = 1,35G +1,5Q = 6,87 kN/ *ml.*

Q_{ser}= G+Q = 4,91 kN/ *ml.*

- **Plancher $1^{ére}$ au 9^{eme}étage:**

$G = 5,04 \times 0,65 = 3,28$ kN/ *ml* $\quad \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,9 \text{ kN/ } ml. \\ Q_{ser} = G + Q = 4,26 \text{ kN/ } ml. \end{cases}$

$Q = 1,50 \times 0,65 = 0,98$ kN/ *ml*

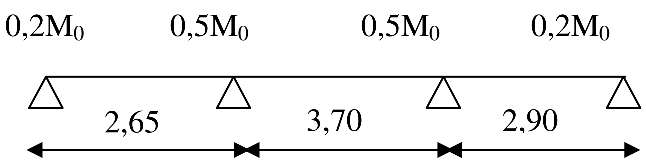
- **Plancher terrasse;**

$G = 6,25 \times 0,65 = 4,06$ kN/ *ml* $\quad \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,46 \text{ kN/ } ml. \\ Q_{ser} = G + Q = 4,71 \text{ kN/ } ml. \end{cases}$

$Q = 1,00 \times 0,65 = 0,65$ KN/ *ml*

III-4-3-Exemple de calcul :

TYPE 02 :



a-Plancher RDC :

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1- la charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5KN/m^2)$

$G = 5,04$ kN/m² ; $Q = 2,50$ kN/m²

$Q = 2,50$ kN/m² $< 2G = 10,08$ kN/m²............................condition vérifiée

2- le rapport entre les travées successives

Travées	A-B	B-C	B-C	C-D
Portée	2,65	3,70	3,70	2,90
Rapport	0,72		1,28	

$0,8 \leq Li/Li+1 \leq 1,25$ ....…………………………………condition non vérifiée

3- Poutrelle a inertie constante (I=cte)…………………....condition vérifiée

4- Fissuration peu préjudiciable (cas de plancher étage).

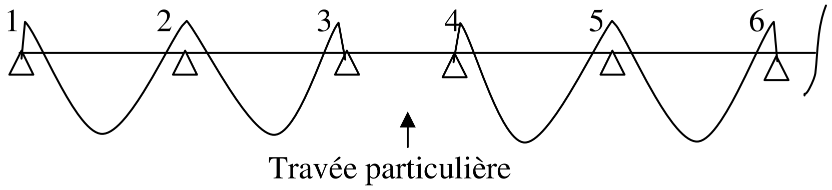
Puisque le rapport $0,8 \leq Li/Li+1 \leq 1,25$ n'est pas satisfait; on utilise **la méthode forfaitaire modifiée** pour la travée particulière; et on utilise toujours la méthode forfaitaire pour les restes travées

Principe de calcul de la méthode forfaitaire modifiée :

On applique cette méthode si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre 0,8 et 1,25, il convient d'étudier séparément les effets des charges d'exploitation on les disposant dans les positions les plus défavorables pour les travées particulières.

On distingue deux cas :

a -<u>Cas ou la travée comprise entre deux grandes travées</u>: (travée intermédiaire)



$Ma_1 = (0 \sim 0{,}4)\ M_{012}$

$Ma_2 = 0{,}5\ \max\ (M_{012}\ ;\ M_{023})$

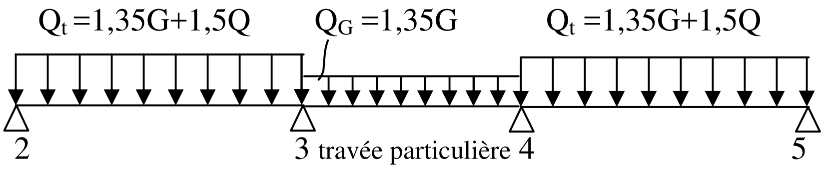
$Ma_3 = 0{,}4\ M_{023}$

$Ma_4 = 0{,}4\ M_{045}$

$Ma_5 = 0{,}4\ \max\ (M_{045}\ ;\ M_{056})$

<u>On calcule le moment minimal de la travée particulière:</u>

Pour la recherche du moment Mt_{34min}, on considère le chargement suivant:



Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivant (Ma_3 et Ma_4 en valeur absolue):

$$Mx = Q_G.\left(\frac{L_3 - x}{2}\right) - Ma_3\left(1 - \frac{x}{L_3}\right) - Ma_4.\frac{x}{L_3}$$

Le moment Mt_{34min} est évalué en remplaçant x par la valeur: $x = \frac{L_3}{2} + \frac{Ma_3 - Ma_4}{Q_G.L_3}$

Il est évidant que ce cas de chargement peut donner lieu à un moment négatif en travée ce qui nécessite une disposition d'armatures supérieures sur toute la travée (3-4), on obtient ainsi l'une des situations suivantes:

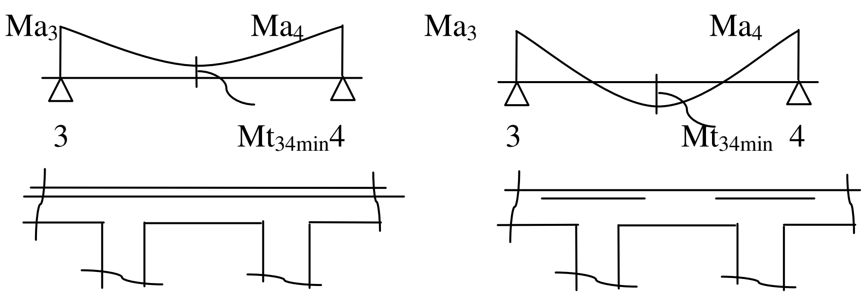
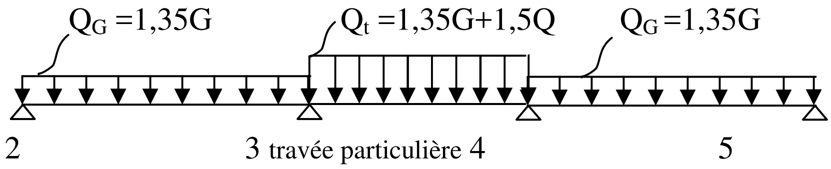


figure : valeurs des moments aux travées et sur appuis.

<u>On calcul le moment maximal de la travée particulière:</u>

Pour la recherche du moment Mt_{34max}, on considère le chargement suivant:



Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivant (Ma_3 et Ma_4 en valeur absolue):

$$M(x) = Q_t.\left(\frac{L_3 - x}{2}\right) - M'a_3\left(1 - \frac{x}{L_3}\right) - M'a_4.\frac{x}{L_3}$$

Le moment Mt_{34max} est évalué en remplaçant x par la valeur:

$$x = \frac{L_3}{2} + \frac{M'a_3 - M'a_4}{Q_t.L_3}$$

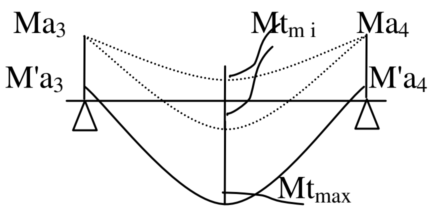
Avec: $Q_t = 1{,}35G+1{,}5Q$

$M'a_3 = 0{,}4 \min (M_{023}, M_{034})$

$M'a_4 = 0{,}4 \min (M_{034}, M_{045})$

$M_{023} = Q_G.(L_2)^2/8$, $M_{034} = Q_t.(L_3)^2/8$, $M_{045} = Q_G.(L_4)^2/8$

Dans tous les cas, la travée (3-4) doit être armée à la partie inférieure pour un moment correspondant à au moins $0{,}5M_{034}$

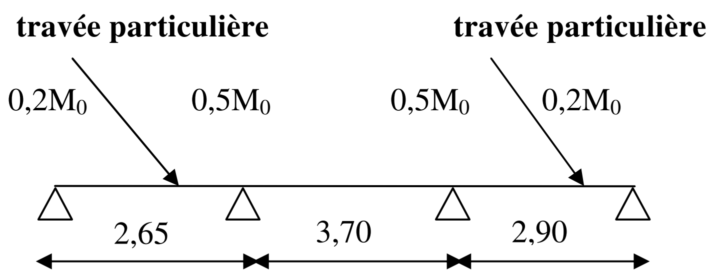


<u>Plancher RDC :</u>

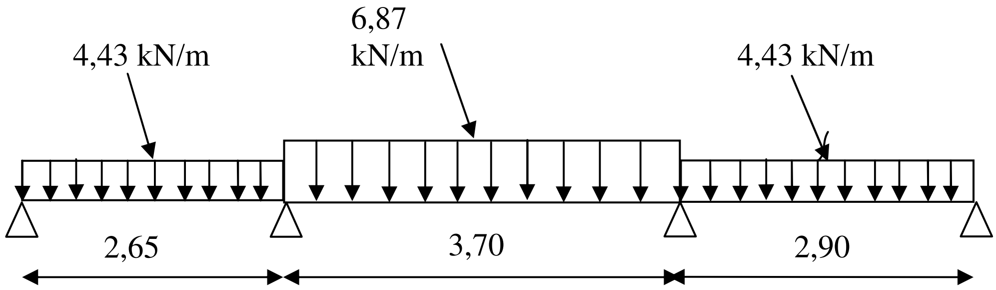
Le calcul se fait à **l'E.L.U**

<u>Exemple de calcul:</u>

<u>Type 02 :</u>



❖ **Calcul du moment minimal :**



Moments isostatiques:

$M_{0AB} = Q_G.L^2/8 = 4,43(2,65)^2/8 = 3,89$ kN.m

$M_{0BC} = Q_t.L^2/8 = 6,87\ (3,70)^2/8 = 11,76$ kN.m

$M_{0CD} = Q_t.L^2/8 = 4,43\ (2,90)^2/8 = 4,66$ kN.m

Moments sur appuis:

$M_A = 0,2M_{0AB} = 0,78$ kN.m

$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 5,88$ kN.m

$M_C = 0,5 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 5,88$ kN.m

$M_D = 0,2\ M_{0CD} = 0,93$ kN.m

Moment en travée particulière :

AB:(Mt_{min})

$$X^{AB} = \frac{L}{2} + \frac{M_A - M_B}{Q_G.L} = \frac{2,65}{2} + \frac{0,78 - 5,88}{4,43.2,65} = 0,89\ \text{m},,$$

$$Mt_{min}^{AB}(x) = Q_t.X\left(\frac{L\ -x}{2}\right) - Ma\left(1 - \frac{x}{L}\right) - Mb.\frac{x}{L}$$

$$Mt_{minx}(x) = 4,43 \times 0,89 \times \left(\frac{2,65 - 0,89}{2}\right) - 0,78 \times \left(1 - \frac{0,89}{2,65}\right) - 5,88 \times \frac{0,89}{2,65} = 0,98\text{kN.m}$$

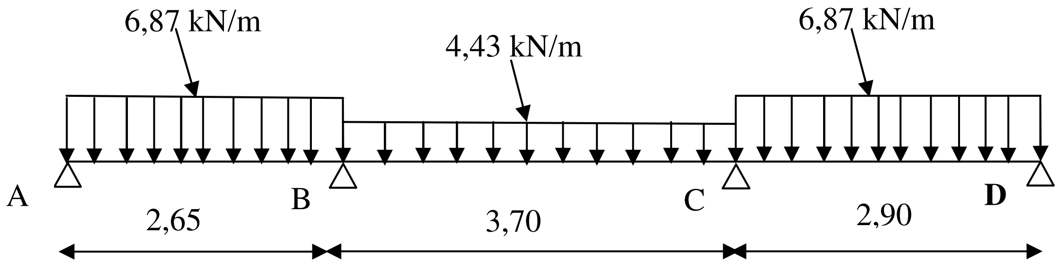
CD:(Mt_{min})

$$X^{CD} = \frac{L}{2} + \frac{M_C - M_D}{Q_G.L} = \frac{2,90}{2} + \frac{5,88 - 0,93}{4,43 \times 2,90} = 1,84\ \text{m}$$

$$Mt_{min}^{CD}(x) = Q_t.X\left(\frac{L\ -x}{2}\right) - Ma\left(1 - \frac{x}{L}\right) - Mb.\frac{x}{L}$$

$$Mt_{min}(x) = 4,43 \times 1,84 \times \left(\frac{2,90 - 1,84}{2}\right) - 5,88 \times \left(1 - \frac{1,84}{2,90}\right) - 0,93 \times \left(\frac{1,84}{2,90}\right) = 1,58\,kN.m$$

Calcul du moment maximal :



Moments isostatiques:

$M_{0AB} = Q_G.L^2/8 = 6,87(2,65)^2/8 = 6,03$ kN.m

$M_{0BC} = Q_t.L^2/8 = 4,43(3,70)^2/8 = 7,58$ kN.m

$M_{0CD} = Q_t.L^2/8 = 6,87(2,90)^2/8 = 7,22$ kN.m

Moments sur appuis:

$M_A = 0,2M_{0AB} = 1,21$N.m

$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 3,02$ kN.m

$M_C = 0,5 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 3,61$ kN.m

$M_D = 0,2\, M_{0CD} = 1,44$ kN.m

Moment en travée particulière :

AB:(Mt $_{max}$)

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_A - M_B}{Q_G.L} = \frac{2,65}{2} + \frac{1,21-3,02}{6,87.2,65} = 1,23\,\text{m}$$

$$Mt_{max}^{AB}(x) = Q_t.X\left(\frac{L\ -x}{2}\right) - Ma\left(1-\frac{x}{L}\right) - Mb.\frac{x}{L}$$

$$Mt_{max}(x) = 6,87\times1,23\times\left(\frac{2,65-1,23}{2}\right) - 1,21\times\left(1-\frac{1,23}{2,65}\right) - 3,02\times\frac{1,23}{2,65} = 3,95\text{kN.m}$$

CD:(Mt $_{max}$)

$$X^{CD} = \frac{L}{2} + \frac{M_C - M_D}{Q_G.L} = \frac{2,90}{2} + \frac{3,61-1,44}{6,87.2,90} = 1,56\text{m}$$

$$Mt_{max}^{CD}(x) = Q_t.X\left(\frac{L\ -x}{2}\right) - Ma\left(1-\frac{x}{L}\right) - Mb.\frac{x}{L}$$

$$Mt_{max}^{CD}(x) = 6,87\times1,56\times\left(\frac{2,90-1,56}{2}\right) - 3,61\times\left(1-\frac{1,56}{2,90}\right) - 1,44\times\left(\frac{1,56}{2,90}\right) = 4,74\,kN.m$$

Calcul des moments dans les autres travées BC:

On utilise la méthode forfaitaire:

Sollicitation à l'E.L.U :

- q_u = (1,35G+1 ,5Q)×0, 65 = 6,87 kN/ml
- α = Q/(G+Q) = 2,5/(5,04+2,5) = 0,33
- (1+0,3α) = 1,09
- (1,2+0,3 α)/2 = 0,76 (travée de rive).
- (1+0,3 α)/2 = 0,66 (travée intermédiaire).

$$\text{Travée de rive : } M_t \geq \begin{cases} \text{Max } [1{,}05M_0\,;(1+0{,}3\alpha)\,M_0]-[(Mw+Me)/2]. \\ [(1{,}2+0{,}3\alpha)/2].M_0 \end{cases}$$

$$\text{Travée intermédiaire : } M_t \geq \begin{cases} \text{Max } [1{,}05M_0\,;(1+0{,}3\alpha)\,M_0]-[(Mw+Me)/2]. \\ [(1+0{,}3\alpha)/2].M_0 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$M_{0BC} = Q_t.L^2/8 = 6,87(3,70)^2/8 = 11,76$ kN.m

Moments sur appuis:

$M_B = 0,5\max(M_{0AB}, M_{0BC}) = 5,88$ kN.m

$M_C = 0,5\max(M_{0BC}, M_{0CD}) = 5,88$ kN.m

Moments En travées :

$$\textbf{Travée (B-C)} \quad \left\{ \begin{aligned} & M_T \geq 1{,}09.M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 6{,}94\,kN.m \\ & M_T \geq 0{,}66.M_0^{BC} = 7{,}76\,kN.m \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_T^{(BC)} = 7{,}76\,kN.m$$

Efforts tranchants :

Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée étant calculées selon la formule suivant :

$$\begin{cases} Tw = \dfrac{M_i - M_{i+1}}{Li} + q_u \dfrac{Li}{2} \\ Te = \dfrac{M_i - M_{i+1}}{Li} - q_u \dfrac{Li}{2} \end{cases} \qquad \text{Avec : } \begin{cases} \text{Tw : effort tranchant a droit} \\ \text{Te : effort tranchant a gauche} \end{cases}$$

Travée (A-B)
$$\begin{cases} T_{A\min} = \dfrac{0,78-5,88}{2,65} + 4,43\dfrac{2,65}{2} = 3,95\,kN \\ T_{A\max} = \dfrac{1,21-3,02}{2,65} + 6,87\dfrac{2,65}{2} = 8,42\,kN \\ T_{B\min} = \dfrac{0,78-5,88}{2,65} - 4,43\dfrac{2,65}{2} = -7,79\,kN \\ T_{B\max} = \dfrac{1,21-3,02}{2,65} - 6,87\dfrac{2,65}{2} = -9,79\,kN \end{cases}$$

Travée (B-C)
$$\begin{cases} T_{B} = \dfrac{5,88-5,88}{3,70} + 6,87\dfrac{3,70}{2} = 12,70\,kN \\ T_{C} = \dfrac{5,88-5,88}{3,70} - 6,87\dfrac{3,70}{2} = -12,70\,kN \end{cases}$$

Travée (C-D)
$$\begin{cases} T_{C\min} = \dfrac{5,88-0,93}{2,90} + 4,43\dfrac{2,90}{2} = 8,13\,kN \\ T_{C\max} = \dfrac{3,61-1,44}{2,90} + 6,87\dfrac{2,90}{2} = 10,71\,kN \\ T_{D\min} = \dfrac{5,88-0,93}{2,90} - 4,43\dfrac{2,90}{2} = -4,72\,kN \\ T_{D\max} = \dfrac{3,61-1,44}{2,90} - 6,87\dfrac{2,90}{2} = -9,21N \end{cases}$$

Diagramme des moments fléchissant M [kN.m]:

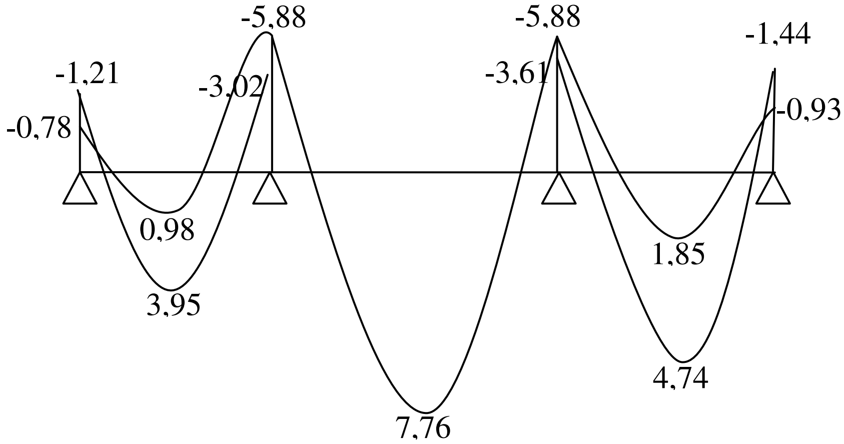
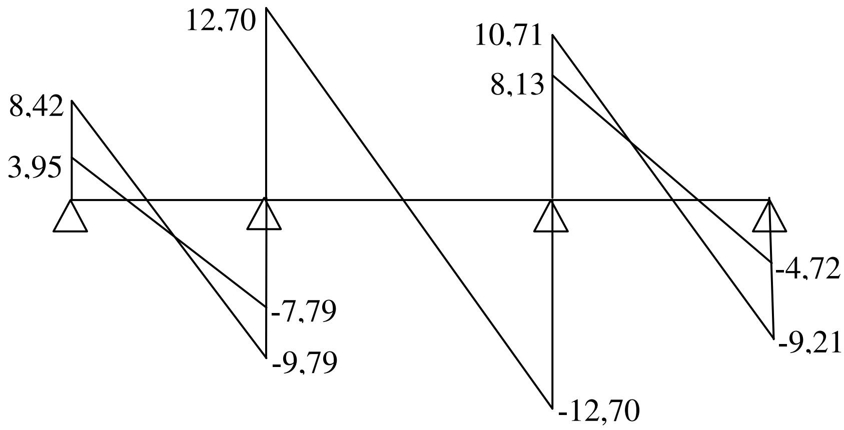


Diagramme des efforts tranchants T[kN] :

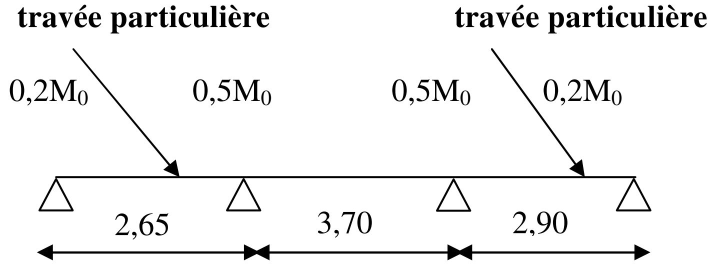


Plancher RDC :

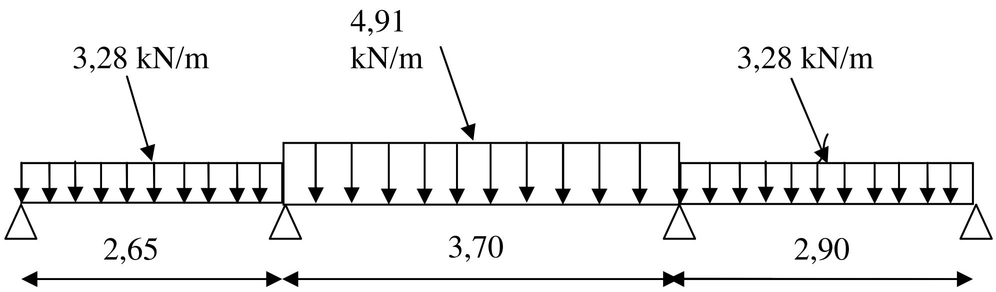
Le calcul se fait à **l'E.L.S**

Exemple de calcul:

Type2 :



- **Calcul du moment minimal :**



Moments isostatiques:

$M_{0AB} = Q_G.L^2/8 = 3{,}28(2{,}65)^2/8 = 2{,}88$ kN.m

$M_{0BC} = Q_t.L^2/8 = 4{,}91\ (3{,}70)^2/8 = 8{,}40$ kN.m

$M_{0CD} = Q_t.L^2/8 = 3{,}28\ (2{,}90)^2/8 = 3{,}45$ kN.m

Moments sur appuis:

$M_A = 0{,}2M_{0AB} = 0{,}58$ kN.m

$M_B = 0{,}5\ \max\ (M_{0AB}, M_{0BC}) = 4{,}40$ kN.m

$M_C = 0{,}5\ \max\ (M_{0BC}, M_{0CD}) = 4{,}20$ kN.m

$M_D = 0{,}2M_{0CD} = 0{,}69$ kN.m

Moment en travée particulière :

AB:(Mt $_{min}$)

$$X^{AB} = \frac{L}{2} + \frac{M_A - M_B}{Q_G.L} = \frac{2{,}65}{2} + \frac{0{,}58 - 4{,}20}{5{,}04.3{,}5} = 0{,}91\,\text{m}$$

$$Mt_{min}(x) = Q_t.x.\left(\frac{L\ -x}{2}\right) - Ma\left(1 - \frac{x}{L}\right) - Mb.\frac{x}{L}$$

$$Mt_{min}^{AB}(x) = 3{,}28 \times 0{,}91 \times \left(\frac{2{,}65 - 0{,}91}{2}\right) - 0{,}58 \times \left(1 - \frac{0{,}91}{2{,}65}\right) - 4{,}25 \times \frac{0{,}91}{2{,}65} = 0{,}77\,\text{kN.m}$$

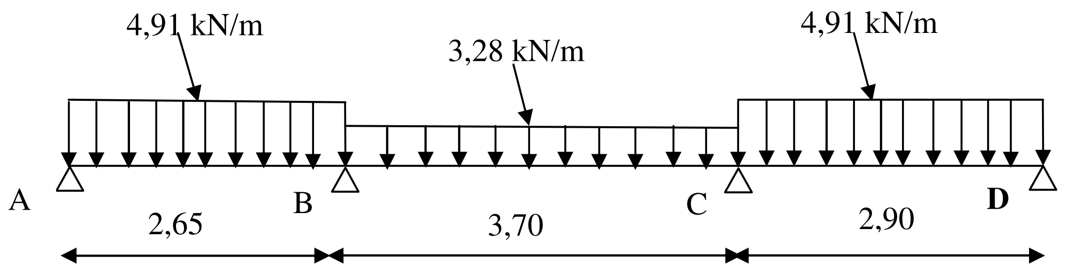
CD:(Mt_{min})

$$X^{CD} = \frac{L}{2} + \frac{M_C - M_D}{Q_G.L} = \frac{2,90}{2} + \frac{4,2-0,69}{3,28.2,90} = 1,82\,m$$

$$Mt_{min}(x) = Q_t.x.\left(\frac{L\;-x}{2}\right) - Ma\left(1-\frac{x}{L}\right) - Mb.\frac{x}{L}$$

$$Mt^{CD}_{min}(x) = 3,28\times1,82\left(\frac{2,90-1,82}{2}\right) - 4,20\left(1-\frac{1,82}{2,90}\right) - 0,69.\left(\frac{1,82}{2,90}\right) = 1,23\,kN.m$$

Calcul du moment maximal :



Moments isostatiques:

$M_{0AB} = Q_G.L^2/8 = 4,91(2,65)^2/8 = 4,31$ kN.m

$M_{0BC} = Q_t.L^2/8 = 3,28\,(3,70)^2/8 = 5,61$ kN.m

$M_{0CD} = Q_t.L^2/8 = 4,91(2,90)^2/8 = 5,61$ kN.m

Moments sur appuis:

$M_A = 0,2M_{0AB} = 0,86$ kN.m

$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 2,16$ kN.m

$M_C = 0,5 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 2,58$ kN.m

$M_D = 0,2M_{0CD} = 1,03$ kN.m

Moment en travée particulière :

AB:(Mt_{max})

$$X^{AB} = \frac{L}{2} + \frac{M_A - M_B}{Q_G.L} = \frac{2,65}{2} + \frac{0,86-2,16}{4,91.2,65} = 1,23\,m$$

$$Mt_{max}(x) = Q_t.x.\left(\frac{L\;-x}{2}\right) - Ma\left(1-\frac{x}{L}\right) - Mb.\frac{x}{L}$$

$$Mt^{AB}_{max}(x) = 4,91\times1,23.\left(\frac{2,65-1,23}{2}\right) - 0,86\left(1-\frac{1,23}{2,65}\right) - 2,16\frac{1,23}{2,65} = 2,82\,kN.m$$

CD:(Mt_{max})

$$X^{CD} = \frac{L}{2} + \frac{M_C - M_D}{Q_G.L} = \frac{2,90}{2} + \frac{2,58-1,03}{4,91\times2,90} = 1,56\,m$$

$$Mt_{max}(x) = Q_t.x.\left(\frac{L - x}{2}\right) - Ma\left(1 - \frac{x}{L}\right) - Mb.\frac{x}{L}$$

$$Mt_{max}^{CD}(x) = 4{,}91 \times 1{,}56.\left(\frac{2{,}90 - 1{,}56}{2}\right) - 2{,}58\left(1 - \frac{1{,}56}{2{,}90}\right) - 1{,}03.\left(\frac{1{,}56}{2{,}90}\right) = 3{,}39\,kN.m$$

<u>Calcul des moments dans les autres travées (AB,BC,FG):</u>

On utilise la méthode forfaitaire:

<u>Sollicitation à l'E.L.S :</u>

- q_u = (G+Q)×0, 65 = 4,91 kN/ml
- α = Q/(G+Q) = 2,5/(5,04+2,5) = 0,33
- (1+0,3α) = 1,09
- (1,2+0,3 α)/2 = 0,76 (travée de rive).
- (1+0,3 α)/2 = 0,66 (travée intermédiaire).

$$\text{Travée de rive : } Mt \geq \begin{cases} \text{Max } [1{,}05M_0 \;;(1+0{,}3\alpha)\, M_0]-[(Mw+Me)/2]. \\ [(1{,}2+0{,}3\alpha)/2].M_0 \end{cases}$$

$$\text{Travée intermédiaire : } Mt \geq \begin{cases} \text{Max } [1{,}05M_0 \;;(1+0{,}3\alpha)\, M_0]-[(Mw+Me)/2]. \\ [(1+0{,}3\alpha)/2].M_0 \end{cases}$$

<u>Moment isostatique :</u>

$M_{0BC} = Q_t.L^2/8 = 4{,}91(3{,}70)^2/8 = 8{,}40$ kN.m

<u>Moments sur appuis:</u>

$M_B = 0{,}5\max(M_{0AB}, M_{0BC}) = 4{,}20$ kN.m

$M_C = 0{,}5\max(M_{0BC}, M_{0CD}) = 4{,}20$ kN

Moments En travées :

$$\textbf{Travée (B-C)} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_T \geq 1{,}09.M_{BC} - \dfrac{M_B + M_C}{2} = 4{,}96\,kN.m \\ M_T \geq 0{,}66.M_{BC} = 5{,}54\,kN.m \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{(BC)} = 5{,}54\,kN.m$$

Pour le plancher étage courant les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles (E.L.U+E.L.S):

Tableau III.1. récapitulatif des résultats obtenus

Niveau	Type de poutrelle	Travée	L(m)		E.L.U					E.L.S		
					Mt	Mw	Me	Tw	Te	Mt	Mw	Me
R.D.C	01	A-B	2,65	Min	0,60	0,78	7,06	3,50	-8,24	0,50	0,58	5,04
				Max	3,68	1,21	3,62	8,19	-10,01	2,63	0,86	2,59
		B-C	3,70		8,94	7,06	2,35	13,98	-11,44	6,38	5,04	1,68
	02	A-B	2,65	Min	0,98	0,78	5,88	3,95	-7,79	0,77	0,58	4,20
				Max	3,95	1,21	3,02	8,42	-9,79	2,82	0,86	2,16
		B-C	3,70		7,76	5,88	5,88	12,7	-12,70	5,54	4,20	4,20
		C-D	2,90	Min	1,58	5,88	0,93	8,13	-4,72	1,23	4,20	0,69
				Max	4,74	3,61	1,44	10,71	-9,21	3,39	2,58	1,03
Etages courantes	01	A-B	2,65	Min	0,92	0,78	6,06	3,88	-7,86	0,72	0,58	4,37
				Max	3,16	1,04	3,11	7,04	-8,06	2,28	0,75	2,24
		B-C	3,70		6,77	6,06	2,02	12,01	-9,82	4,89	4,37	1,46
	02	A-B	2,65	Min	1,27	0,78	5,05	4,26	-7,48	0,97	0,58	3,65
				Max	3,39	1,04	2,59	7,23	-8,40	2,45	0,75	1,87
		B-C	3,70		5,76	5,05	5,05	10,92	-10,92	4,15	3,65	3,65
		C-D	2,65	Min	1,89	5,05	0,93	7,84	-5,00	1,41	3,65	0,69
				Max	4,07	3,1	1,24	9,20	-7,91	2,93	2,24	0,90

Sollicitations de calcul:

E.L.U
$$\begin{cases} M_{\text{travée}} = 8{,}94 \text{ kN.m} \\ M_{\text{appui-rive}} = 2{,}35 \text{ kN.m} \\ M_{\text{appui-inter}} = 7{,}06 \text{ kN.m} \\ T_{max} = 13{,}98 \text{ kN} \end{cases}$$

E.L.S :
$$\begin{cases} M_{\text{travée}} = 6{,}38 \text{ kN.m} \\ M_{\text{appui-rive}} = 1{,}68 \text{ kN.m} \\ M_{\text{appui-inter}} = 5{,}04 \text{ kN.m} \end{cases}$$

III-4-4-Le ferraillage :

Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

En travée :

Moment équilibré par la table « Mt »

$Mt = b.h_0.F_{bc}(d - h_0/2)$

Avec :
$$\begin{cases} d = 0{,}9h = 0{,}9x20 = 18 \text{ cm} \\ F_{bc} = 0{,}85Fc28/\gamma_b = 14{,}17 \text{ MPa} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} \end{cases}$$

$Mt = 65x4 \times 14{,}17(18-4/2) \times 10^{-3}$ = **58,95 kN.m**

$M_{t\text{-}max} = 8{,}94 \text{ kN.m} < 58{,}95 \text{ kN.m}$

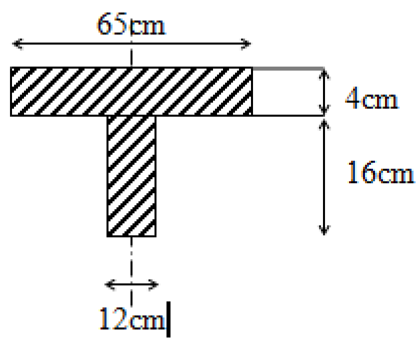


Figure III.3 .Section de calcul des poutrelles

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (bxh) = (65 x20) cm².

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc}.d^2.b} = \frac{8{,}94\times10^3}{14{,}17\times(18)^2\times65} = 0{,}0299 < 0{,}392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0{,}985$$

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

$$As = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{8{,}94\times10^3}{0{,}985\times18\times348} = 1{,}448\,cm^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{I}{0{,}81.h_t.V}\cdot\frac{f_{t28}}{fe}$$

$$Avec : I = b_0.\frac{h_t^3}{3} + (b-b_0).\frac{h_0}{3} - [b_0.h_t + (b-b_0).h_0]V'^2$$

$$V' = \frac{b_0.h^2 + (b-b_0).h_0^2}{2[b_0.h + (b-b_0).h_0]} \Rightarrow V = \frac{12\times(20)^2 + (65-12)\times(4)^2}{2[12\times20 + (65-12)\times4]} = 6{,}25cm$$

$$V = ht - V' = 20 - 6{,}25 \Rightarrow V = 13{,}75 \ \ cm$$

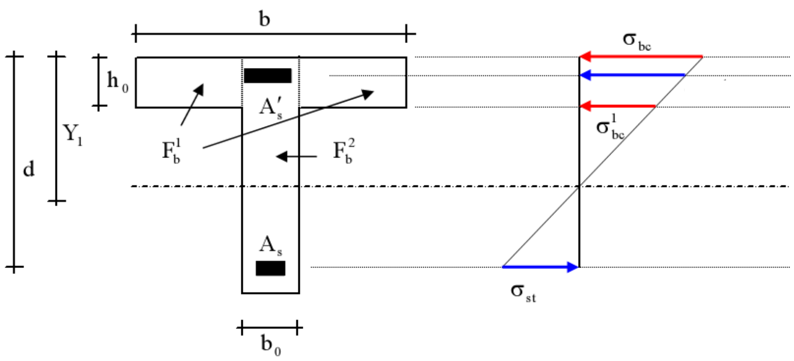


Figure III.4 : notation utilisées pour le calcul de section d'acier pour une poutre en T

$$I = 12\times\frac{20^3}{3} + (65-12)\times\frac{4^3}{3} - [12\times20 + (65-12).4]\times(6{,}25)^2 = 15474{,}42\ cm^4$$

$$\Rightarrow A_{min} = \frac{15474{,}42}{0{,}81\times20\times13{,}75}\times\frac{2{,}1}{400} = 0{,}365\ cm^2$$

Donc: As_{cal}=1,448 cm² > A_{min}=0,365 cm².............condition vérifiée.

Choix : on adopte: **3T10 = 2 ,35 cm²**

En appuis:

Puisque le béton tendu négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b_0 xh) = (12x20) cm²

$M_{appui\text{-}inter}$ = 7,06 kN.m

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc}.d^2.b_0} = \frac{7{,}64\times10^3}{14{,}17\times(18)^2\times12} = 0{,}128 < 0{,}392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0{,}931$$

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

$$As = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{7{,}06\times10^3}{0{,}931\times18\times348} = 1{,}211\,cm^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{I}{0{,}81\times ht\times V'}\times\frac{f_{t28}}{fe} = \frac{15474{,}42}{0{,}81\times20\times6{,}25}\times\frac{2{,}1}{400} = 0{,}802\ cm^2$$

Donc: As_{cal} = 1,211 cm² > A_{min} =0,802 cm² ....condition vérifiée.

Choix : on adopte: **2T10 (soit 1,57 cm²),** 1T10 fil + 1T10 chapeau.

M $_{appui\text{-}de}$ rive = 2,35 kN.m

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc}.d^2.b_0} = \frac{2{,}35\times10^3}{14{,}17\times(18)^2\times12} = 0{,}042 < 0{,}392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0{,}979$$

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

$$As = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{2{,}35\times10^3}{0{,}979\times18\times348} = 0{,}383\ cm^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{I}{0{,}81\times ht\times V'}\times\frac{f_{t28}}{fe} = \frac{15474{,}42}{0{,}81\times20\times13{,}75}\times\frac{2{,}1}{400} = 0{,}364\ cm^2$$

Donc: As $_{cal}$ = 0,383cm² > A_{min} =0,364 cm² ....condition vérifiée.

Choix : on adopte: **2T10 (soit 1,57 cm²),** 1T10 fil + 1T10 chapeau.

III-4-5-Vérification des contraintes à L'ELS :

Position de l'axe neutre :

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

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

b=65cm ; η = 15 ; A'= 0 , A= 2,35cm^2.

32,5.y^2 + 35,25y – 634,5= 0 ⇒ y = 3,90 cm

y = 3,90cm < 4cm

Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b.y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3}(3{,}90)^3 + 15 \times 2{,}36 \times (18 - 3{,}90)^2 = 7337{,}60\,cm^4.$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G}.y = \frac{6{,}38.10^3}{7337{,}60} \times 3{,}90 = 3{,}39\,MPa$$

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

$$\sigma_{bc} = 3{,}39\,MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa\ldots\ldots\ldots\ldots condition \quad vérifiée.$$

La vérification de Contrainte maximale dans l'acier tendu $\sigma_{st.}$ n'est pas nécessaire puisque la fissuration est peu préjudiciable.

Contrainte de cisaillement : (effort tranchant)

L'effort tranchant maximal T_{max}=13,98 kN.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{13{,}98 \times 10^3}{120 \times 180} = 0{,}65\,MPa$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\overline{\tau}_u = \min(0{,}13 f_{c28} / \gamma_b ; 5 MPa) = 3{,}25\,MPa.$$

$$\tau_u = 0{,}64\,MPa < \overline{\tau}_u = 3{,}25\,MPa \ldots\ldots\ldots\ \ldots\ldots\ldots\ .condition \quad vérifieé$$

Donc il n’y a pas de risque de cisaillement.

<u>Armatures transversales At (armatures de l’âme):</u>

Diamètre:

$$\Phi_t \le \min(h/35 ; b_0/10 ; \Phi_L) \quad en\text{"}mm\text{"}$$

$$\Phi_t \le \min(200/35 ; 120/10 ; 10) = 5{,}71 \approx 6mm.$$

$$on\ adopte: \quad \Phi_t = 8mm.$$

Espacement :

$$\left.\begin{array}{l} St \le \min(0{,}9d\ ;\ 40cm) \\ St \le \min(16{,}2\ ;\ 40cm) \end{array}\right\} \Longrightarrow St \le 16{,}20cm \Longrightarrow St = 15\ cm$$

D'après le RPA 99 (version 2003) :

En zone nodale : St ≤ min (10 Φ_1 ; 15cm) ⇒ St ≤ min (10x1,0 ; 15cm) =10cm

⇒ **St =10 cm**

En zone courante: ($St \leq 15\,\Phi_1$) $\Rightarrow$($St \leq (15x\ 1,0)$) $\Rightarrow$ ($St \leq 15$ cm) $\Rightarrow$ ($St = 15$ cm)

<u>Section des armatures transversales :</u>

$$\frac{At}{b_0.st}\cdot\frac{fe}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0{,}3k.f_{tj}}{0{,}9(\sin\alpha + \cos\alpha)}............(*)$$

K =1 (fissuration non préjudiciable)

f_{tj} = min (2,1; 3,3 Mpa) = 2,1 MPa

$\alpha = 90° \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$

fe = 235 Mpa ; γ_s =1,15

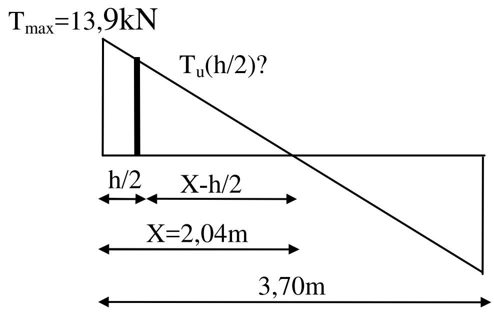
D'où : $\tau_u(h/2) = \dfrac{T_u(h/2)}{b_0.d}$

On calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X-(h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{max}.[X-(h/2)]}{X}$$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q.L}$$

$$X = 2{,}04\,m$$



h/2 = 0,20/2 = 0,10m

X - (h/2)=2,04 - 0,10 = 1,94 m

Donc: $T_u(h/2)$ =13,98x1,94/2,04 =13,29 kN

T_u(h/2)= 13,29 kN

D'où: $\tau_u(h/2) = (13{,}29\times10^3)/(120\times180) = 0{,}62$ MPa

τ_u (h/2)= 0,62 MPa

$$(*)\Rightarrow \left(\frac{At}{s_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0{,}62 - 0{,}3\times1\times2{,}1)\times12\times1{,}15}{0{,}9\times1\times235/1{,}15} = 6{,}52\times10^{-4}\,cm........(1)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At\times fe}{b_0\times s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u(h/2)}{2}; 0{,}4\,MPa\right)$$

$$\frac{At\times fe}{b\times s_t} \geq \max\left(\frac{0{,}62}{2}; 0{,}4\,Mpa\right) = 0{,}4\,MPa$$

$$\left(\frac{At}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0{,}4\times b_0}{fe} = \frac{0{,}4\times12}{235} = 0{,}020\,cm...........(2)$$

En prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\dfrac{At}{S_t}\right) \geq 0{,}020\,cm$, Pour S_t =15 cm ⇒ At ≥ 0,020x15= 0,3 cm²

-Zone nodale :

St ≤ min (10Φ_L,; 15cm)

St ≤ 10cm

-Zone courante:

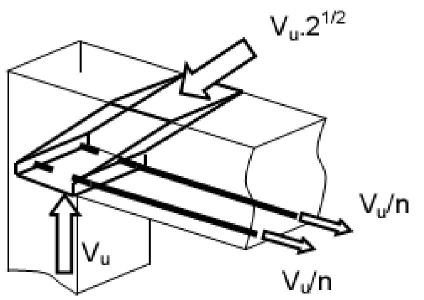
St ≤15cm

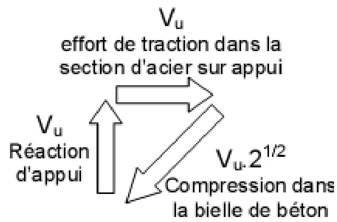
St =15 cm

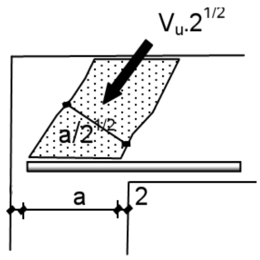
On adopte $\begin{cases} \text{St} = 10\text{cm} & \text{Zone nodale.} \\ \text{St} = 15\text{cm} & \text{Zone courante} \end{cases}$

On prend: **2ϕ8 = 1 cm²/ml** avec un espacement : **S_t =10 cm**

Justifications aux appuis (appui simple d'about) :







Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

T_u = 13,98 kN

M $_{appui}$ = 7,06 kN.m

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{7{,}06}{0{,}9 \times 18 \times 10^{-2}} = 43{,}58KN > T_u = 13{,}98kN$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \dfrac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

D'où $\bar{\sigma}_b = \dfrac{2T}{ab_0}$

a: la longueur d'appuis de la biellette

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

Mais pour tenir compte du faite que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45^0 donc on doit vérifiée que :

$\bar{\sigma}_b \leq 0{,}8 f_{c28} / \gamma_b$

$\frac{2T}{a.b_0} \leq \frac{0{,}85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0{,}8.b_0.f_{c28}}$

$$a \geq \frac{2\times 13{,}98\times 1{,}5}{0{,}8\times 12\times 25\times 10} = 0{,}017m \ \ = 1{,}70\,\text{cm}$$

a = min (a' ; 0,9 d)

a' : largeur d'appui

a' = c-ć -2cm

c' =2cm (enrobage)

c : la largeur de l'appui (poteau) = 30cm

a' = 30-2-2= 26cm

a = min (26cm; 16,2cm) = 16,20 > 2,00cm………………condition vérifiée.

<u>Entraînement des armatures :</u>

<u>Vérification de la contrainte d'adhérence :</u>

$\tau u_{ser} = T/0{,}9d.\mu.n \leq \overline{\tau u}_{ser} = \psi s.\ ft_{28}$

ψs: coefficient de cisaillement ψs=1,5pour H.A

T: effort tranchant max T=13,98 kN

n : nombre d'armatures longitudinales tendues n = 3

μ : périmètre d'armature tendue $\mu = \pi\phi = 3{,}14 \times 1{,}0 = 3{,}14$ cm

$\tau u_{ser} = 13{,}98 \times 10^3/0{,}9\times 18\times 3{,}14\times 3\times 10^2 = 0{,}92$ Mpa

$\overline{\tau u}_{ser} = 1{,}5\times 2{,}1 = 3{,}15$Mpa

$\tau u_{ser} = 0{,}92$ Mpa $\leq \overline{\tau u}_{ser} = 3{,}15$ MPa……………condition vérifiée

Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit "$\mathbf{L_s}$" est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre Ø pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_{ser}.

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$\tau_s = 0{,}6\ \psi_s^2.f_{t28} = 0{,}6\ (1{,}5)^2\times 2{,}1 = 2{,}84$ MPa.

La longueur de scellement droit $L_s = Ø\ f_e / 4\tau_s$.

Ø : Diamètre d'une barre égale 10 mm = 1,0cm

$L_s = 1{,}0 \text{ x } 400 / 4 \times 2{,}84 = 35{,}27$cm.

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre b = 30cm

Donc nous somme obligés de prévoir des ancrages courbes de telle sorte que r = 5,5 Ø = 5,5×1,0 = 5,5 cm.

Vérification de la flèche :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}\right) \Rightarrow \left(\frac{20}{350} = 0,054 > 0,044\right) \text{..........................} \textit{condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15.M_{0ser}}\right) \Rightarrow \left(\frac{20}{350} = 0,054 > \frac{6,38}{15\times 8,40} = 0,051\right) \text{.......} \textit{condition vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e}\right) \Rightarrow \left(\frac{2,35}{12\times 18} = 0,01 < \frac{3,6}{400} = 0,009\right) \text{..............} \textit{condition non vérifiée} \end{cases}$$

Puisque la dernière condition ne sont pas satisfaites ; donc on passe au calcul de la flèche.

On va calculer:

$$F_i = \frac{Mi.L^2}{10Ei.If_I} \quad ; F_v = \frac{Mv.L^2}{10Ev.If_V}$$

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

F_v: flèche due aux charges de longue durée d'application

Avec: E_i=11000$(fc_{28})^{1/3}$ =32164,2 MPa

E_v=3700$(fc_{28})^{1/3}$ =10818,86 MPa

$$\mathrm{If_i} = \frac{1{,}1.\mathrm{I_0}}{1+\lambda_i.\mu_i} \quad ; \quad \mathrm{If_v} = \frac{1{,}1.\mathrm{I_0}}{1+\lambda_v.\mu_g}$$

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

If_i : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

If_v : Moment d'inertie fictif pour les déformations de longue duré

Détermination du moment d'inertie:

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_G-h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t-y_G)^3}{3} + 15A_s(d-y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65x(12,90)^3}{3} - \frac{(65-12)(12,90-4)^3}{3} + \frac{12(20-12,90)^3}{3} + 15\times 2,36(18-12,90)^2$$

$$I_g = 36405{,}64\ cm^4$$

Charges prises en comptes :

1-charge permanente avant mise du revêtement : **J =(5,04-0,9)×0,65= 2,69 kN/m.**

2-charge permanente après mise du revêtement : **G =5,04×0,65= 3,28 kN/m.**

3-charge totale à l'E.L.S : P = (G+Q).0,65: **P =(5,04+2,50) ×0,65= 4,90 kN/m**

Calcul des moments correspondants :

M_j =0,71.J.L²/8 = 3,27 kN.m

M_G =0,71.G.L²/8= 3,99 kN.m

M_p =0,71.P.L²/8= 5,95 kN.m

Calcul des contraintes: As = 2,35 cm^2 ; Z = 16,2 cm

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A_S.Z} = 85{,}89\,MPa$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_S.Z} = 104{,}81\,MPa$$

$$\sigma_{SP} = \frac{M_P}{A_S.Z} = 156{,}29\,MPa$$

Calcul des coefficients:

$f;\lambda_i;\lambda_v$

$$\rho = \frac{A_S}{b_0.d} = \frac{2{,}35}{12\times 18} = 0{,}010$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05.f_{t28}}{(2+3.b_0/b).\rho} = 4{,}11.$$

$$\lambda_V = (2/5)\lambda_i = (2/5).4{,}11 = 1{,}64$$

Calcul des coefficients (μ_i) :

- **μ_i = 1-** $\dfrac{1{,}75.f_{t28}}{(4.\rho.\sigma_{si}) + f_{t28}}$

* $\mu_j = 0{,}34$
* $\mu_G = 0{,}42$
* $\mu_P = 0{,}56$

Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_{Fi} = \frac{1{,}1.I_0}{(1+\lambda_i.\mu_i)}; I_0 = I_G = 36405{,}64\ cm^4.$$

$$I_{FJ} = 16704{,}01\,cm^4.$$

$$I_{FG} = 14689{,}38\,cm^4.$$

$$I_{FP} = 12129{,}33\,cm^4.$$

$$I_{FV} = 23712{,}82\,cm^4.$$

Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:

$$F_i = \frac{M_i L^2}{10\, E_i . I_{FI}} \qquad avec \;\; E_i = 32164{,}20 \;\; MPa$$

$F_{ij} = 0{,}083 \; cm.$

$F_{ig} = 0{,}12 \; cm.$

$F_{ip} = 0{,}21 \; cm.$

$F_{vg} = 0{,}21 \; cm.$

$F_{total} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}.$

F_{total} = 0,21- 0,083+0,21-0,12 =0,217 cm

F_{total} = 0,217 cm

F_{adm} = L/500 = 370/500 =0,74 cm.

F_{adm} =0,74 cm

F_{total}=0,217 cm < F_{adm} =0,74 cm ……………………..condition vérifiée.

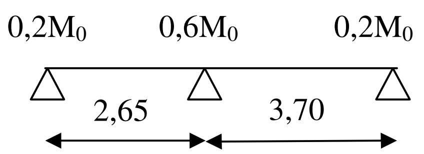
Donc, il n'y a pas de risque de la flèche.

1- b-La Terrasse :

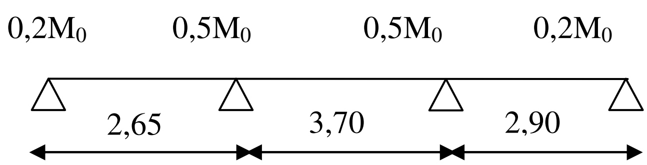
On a trois types de poutrelles dans la terrasse , on va utiliser la méthode de trois moments.

Les types de potrelles :

TYPE 01:



TYPE 02:



TYPE 03:

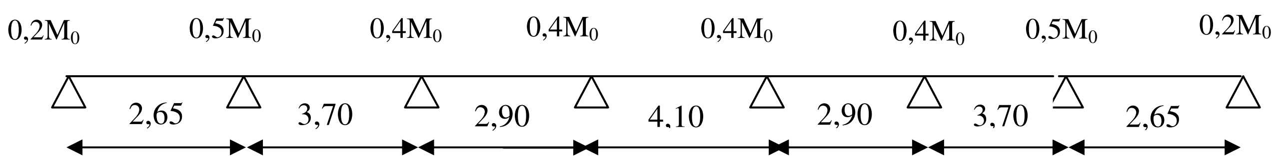
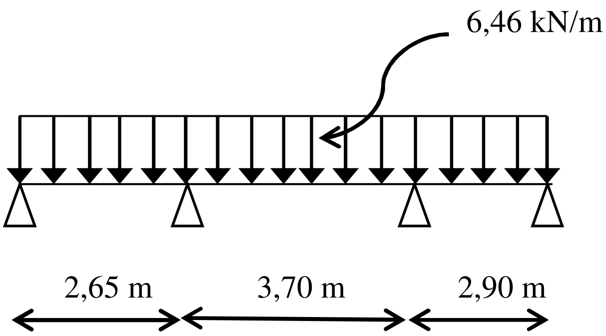


Figure III.6 :les types des poutrelles

On prend comme exemple de calcul le $2^{éme}$ type de poutrelle (avec 3 travées) :

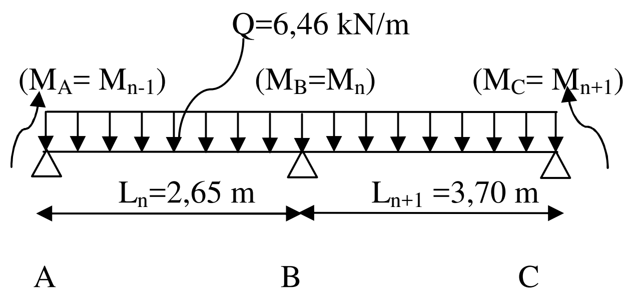
A l'ELU:



Le calcul se fait selon la formule :

$$M_{n-1}.L_n + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + M_{n+1}.L_{n+1} = -6\left[\frac{S_n.a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1}.b_{n+1}}{L_{n+1}}\right] \ldots\ldots\ldots(1)$$

En isolant deus travées adjacentes, on prend A-B et B-C :



Partie AB:

M_{0AB}= $QL^2/8$=6,46× $(2,65)^2/8$=5,67 kN.m

a_n = b_n=1,325 m

S_n=2/3.L_n. M_{0AB} =2/3×2,65×5,67=10,02 m^2

Partie BC:

M_{0BC} = Q.$L^2/8$=6,46×$(3,70)^2/8$=11,05 kN.m

a_{n+1} = b_{n+1} = 1,85 m

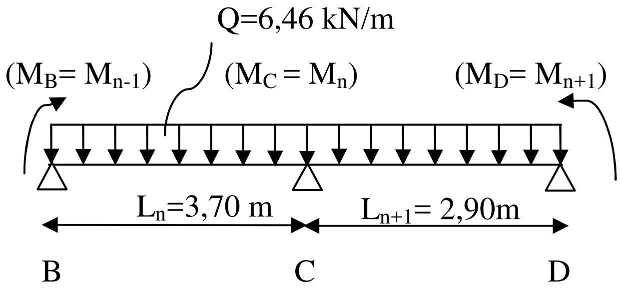
S_{n+1} = 2/3.L_{n+1} . M_{0BC} = 2/3×3,7×11,05=27,26 m^2

Donc (1)⇒2,65(M_A)+ 2(6.35)(M_B)+3,7(M_C)= -111,84

Avec :M_A = -0,2.M_{0AB} = -1,13 kN.m

12,7M_B+3,7M_C+108,85=0.......................................(1)

En isolant deus travées adjacentes, on prend B-C et C-D :



Partie BC:

M_{0BC}= Q.L^2/8=6,46×(3,70)^2/8=11,05 kN.m

a_n= b_n=1,85 m

S_n= 2/3.L_n . M_{0BC} = 2/3×3,7×11,05=27,26 m^2

Partie CD:

M_{0CD}=QL^2/8=6,46×(2,90)^2/8=6,79 kN.m

a_{n+1}=b_{n+1}=1,45 m

S_{n+1}= 2/3.L_{n+1} . M_{0CD} =2/3×2,9×6,79= 13,13 m²

Donc (1)⇒3,70M_B+2(6,60)M_C+2,90M_D=-121,17

Avec: $M_{D=}$-0,2M_{0CD}=-1,36 kN.m

3,7M_B+13,2M_C+117,23= 0.............................. (2)

Après résoudre les équations (1) et (2) ont a :

Les moments sur appuis sont :
M_A = -1,13 kN.m

M_B = -6,53 kN.m

M_C = -7,05 kN.m

M_D = -1,36 kN.m

Les moments en travées :
M_t^{AB}= [(M_A+M_B)/2]+ M_0^{AB} = 1,84 kN.m

M_t^{BC}=[(M_B+M_C)/2]+ M_0^{BC} = 4,26 kN.m

M_t^{CD}= [(M_C+M_D)/2]+ M_0^{CD}= 2,59 kN.m

<u>Effort tranchants :</u>

$$\begin{cases} Tw = \dfrac{M_i - M_{i+1}}{Li} + q_u \dfrac{Li}{2} \\ Te = \dfrac{M_i - M_{i+1}}{Li} - q_u \dfrac{Li}{2} \end{cases} \qquad \text{Avec : } \begin{cases} \text{Tw : effort tranchant a droit} \\ \text{Te : effort tranchant a gauche} \end{cases}$$

Travée (A-B) $\begin{cases} T_A = \dfrac{1{,}13 - 6{,}53}{2{,}65} + 6{,}46\dfrac{2{,}65}{2} = 6{,}52\,kN \\ T_B = \dfrac{1{,}13 - 6{,}53}{2{,}65} - 6{,}46\dfrac{2{,}65}{2} = -10{,}60\,kN \end{cases}$

Travée (B-C) $\begin{cases} T_B = \dfrac{6{,}53 - 7{,}05}{3{,}70} + 6{,}46\dfrac{3{,}70}{2} = 11{,}78\,kN \\ T_C = \dfrac{6{,}53 - 7{,}05}{3{,}70} - 6{,}46\dfrac{3{,}70}{2} = -12{,}09\,kN \end{cases}$

Travée (C-D) $\begin{cases} T_C = \dfrac{7{,}05 - 1{,}36}{2{,}90} + 6{,}46\dfrac{2{,}90}{2} = 11{,}33\,kN \\ T_D = \dfrac{7{,}05 - 1{,}36}{2{,}90} - 6{,}46\dfrac{2{,}90}{2} = -9{,}37\,kN \end{cases}$

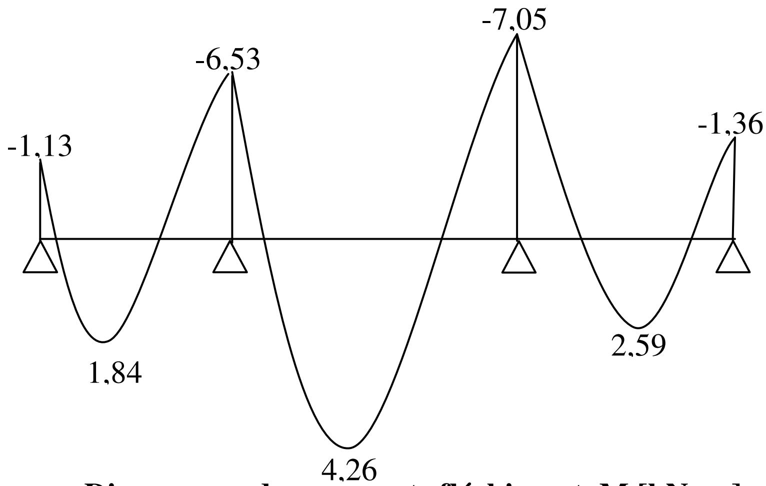


Diagramme des moments fléchissant M [kN.m]:

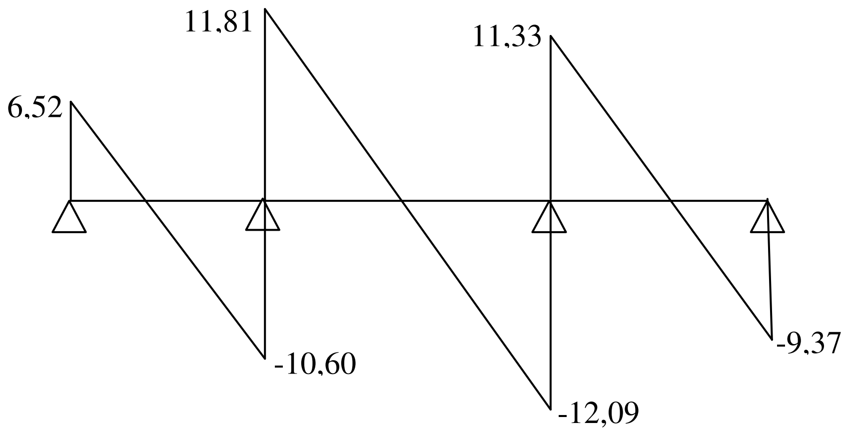
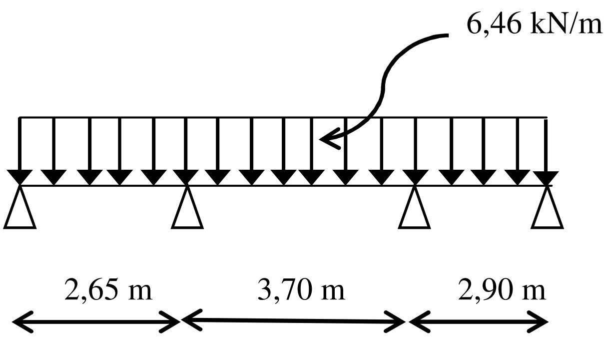


Diagramme des efforts tranchants T[kN] :

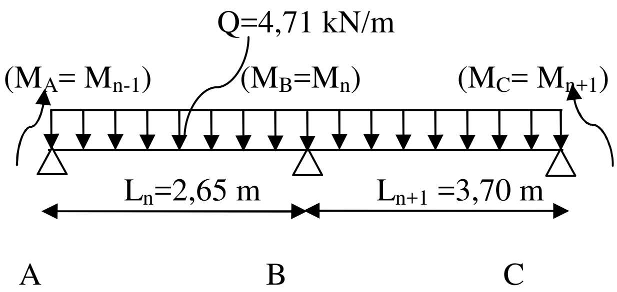
A l'ELS:



Le calcul se fait selon la formule :

$$M_{n-1}.L_n + 2M_n\left(L_n + L_{n+1}\right) + M_{n+1}.L_{n+1} = -6\left[\frac{S_n.a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1}.b_{n+1}}{L_{n+1}}\right] \ldots\ldots\ldots(1)$$

En isolant deus travées adjacentes, on prend A-B et B-C :



Partie AB:

$M_{0AB}= QL^2/8=4,71x(2,65)^2/8=4,13$ kN.m

$a_n = b_n=1,325$ m

$S_n=2/3.L_n.\ M_{0AB} =2/3x2,65x4,13=7,30\ m^2$

Partie BC:

$M_{0BC} = Q.L^2/8=4,71x(3,70)^2/8=8,06$ kN.m

$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,85$ m

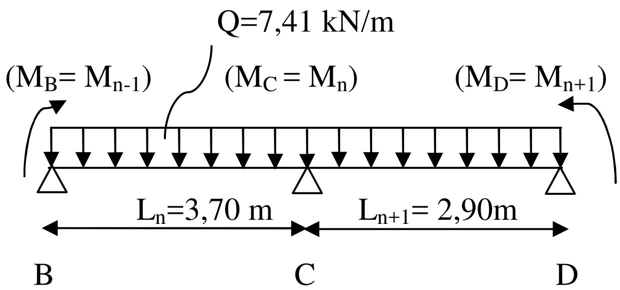
$S_{n+1} = 2/3.L_{n+1}\ .\ M_{0BC} = 2/3x3,7x8,06=19,88\ m^2$

Donc (1)$\Rightarrow$2,65(M_A)+ 2(6.35)(M_B)+3,7(M_C)= -81,54

Avec :M_A = -0,2.M_{0AB} = -0,83 kN.m

12,7M_B+3,7M_C+79,34=0......................................(1)

En isolant deus travées adjacentes, on prend B-C et C-D :



Partie BC:

M_{0BC}= $Q.L^2/8=4,71x(3,70)^2/8=8,06$ kN.m

a_n= b_n=1,85 m

S_n= 2/3.L_n . M_{0BC} = 2/3x3,7x11,05=19,88 m^2

Partie CD:

M_{0CD}=$QL^2/8=6,46x(2,90)^2/8=4,95$ kN.m

a_{n+1}=b_{n+1}=1,45 m

S_{n+1}= 2/3.L_{n+1} . M_{0CD} =2/3x2,9x6,79= 9,57 m²

Donc (1)⇒3,70M_B+2(6,60).M_C+2,90M_D=-88,35

Avec: M_D=-0,2M_{0CD}=-0,99 kN.m

3,7M_B+13,2M_C+85,48= 0.............................. (2)

D'après résoudre les équations (1) et (2) ont a :

Les moments sur appuis sont :
M_A = -0,83 kN.m

M_B = -5,11 kN.m

M_C = -4,84 kN.m

M_D = -0,99 kN.m

Les moments en travées :
M_t^{AB}= [(M_A+M_B)/2]+ M_0^{AB} = 1,13 kN.m

M_t^{BC}=[(M_B+M_C)/2]+ M_0^{BC} = 3,05 kN.m

M_t^{CD}= [(M_C+M_D)/2]+ M_0^{CD}= 2,04 kN.m

Tableau III.2 :récapitulatif des résultats obtenus

Type de poutrelle	travée	L(m)	E.L.U					E.L.S		
			Mt	Mw	Me	Tw	Te	Mt	Mw	Me
01	A-B	2,65	1,15	-1,13	-7,92	5,99	-11,12	0,83	-0,83	-5,78
	B-C	3,70	5,99	-7,92	-2,21	13,49	-10,41	4,37	-5,78	-1,61
02	A-B	2,65	1,84	-1,13	-6,53	6,52	-10,60	1,13	-0,83	-5,18
	B-C	3,70	4,26	-6,53	-7,05	11,81	-12,09	3,05	-5,18	-4,84
	C-D	2,90	2,59	-7,05	-1,36	11,33	-7,40	2,04	-4,84	-0,99
03	A-B	2,65	1,64	-1,13	-6,94	6,37	-10,75	1,01	-0,85	-5,40
	B-C	3,70	4,79	-6,94	-5,59	12,32	-11,59	3,91	-5,40	-2,91
	C-D	2,90	0,24	-5,59	-7,51	8,70	-10,03	0,70	-2,91	-5,60
	D-E	4,10	6,06	-7,51	-7,51	13,24	-13,24	4,29	-5,60	-5,60
	E-F	2,90	0,24	-7,51	-5,59	10,03	-8,70	0,70	-5,60	-2,91
	F-G	3,70	4,79	-5,59	-6,94	11,59	-12,32	3,91	-2,91	-5,40
	G-H	2,65	1,64	-6,94	-1,13	10,75	-6,37	1,01	-5,40	-0,85

Sollicitations de calcul:

E.L.U $\begin{cases} M_{\text{travée}} = 6{,}06 \text{ kN.m} \\ M_{\text{appui-rive}} = 2{,}21 \text{ kN.m} \\ M_{\text{appui-inter}} = 7{,}92 \text{ kN.m} \\ T_{max} = 13{,}24 \text{ kN} \end{cases}$ E.L.S : $\begin{cases} M_{\text{travée}} = 4{,}37 \text{ kN.m} \\ M_{\text{appui-rive}} = 1{,}61 \text{ kN.m} \\ M_{\text{appui-inter}} = 5{,}78 \text{ kN.m} \end{cases}$

Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

En travée :

Moment équilibré par la table « Mt »

$Mt=b.h_0.F_{bc}(d-h_0/2)$

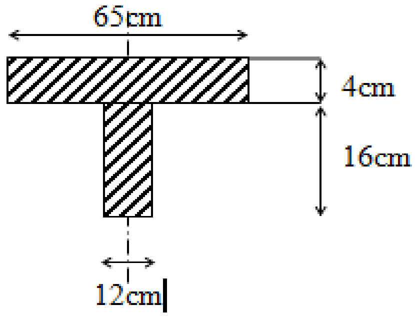


Figure III.5 :Section de calcul des poutrelles

Avec : $\begin{cases} d=0{,}9h=0{,}9\times20=18 \\ F_{bc}=0{,}85Fc28/\gamma_b=14{,}17 \text{ MPa} \\ h_0= 4 \text{ cm} \\ b= 65 \text{ cm} \end{cases}$

$Mt = 65\text{x}4\times14{,}17(18-4/2)\times10^{-3}$ = **58,95 kN.m**

$M_{t\text{-max}}$ = 06,06 kN.m < 58,95 kN.m

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (bxh) = (65 x20) cm².

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc}.d^2.b} = \frac{6{,}06\times10^3}{14{,}17\times(18)^2\times65} = 0{,}020 < 0{,}392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0{,}990$$

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

$$As = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{6{,}06\times10^3}{0{,}990\times18\times348} = 0{,}98\,cm^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{I}{0{,}81.ht.V}.\frac{f_{t28}}{fe}$$

$$Avec: I = b_0.\frac{ht^3}{3} + (b - b_0).\frac{h_0}{3} - [b_0.ht + (b - b_0).h_0]V'^2$$

$$V' = \frac{b_0.h^2 + (b - b_0).h_0^{\ 2}}{2[b_0.h + (b - b_0).h_0]} \Rightarrow V' = \frac{12.(20)^2 + (65 - 12) \times (4)^2}{2[12.20 + (65 - 12) \times 4]} = 6{,}25cm$$

$$V = ht - V' = 20 - 6{,}25 \Rightarrow V = 13{,}75 \ cm$$

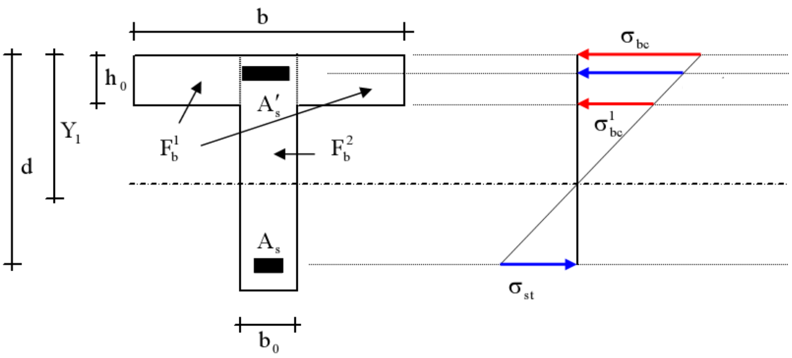


Figure III.6 : notation utilisées pour le calcul de section d'acier pour une poutre en T

$$I = 12.\frac{20^3}{3} + (65 - 12).\frac{4^3}{3} - [12 \times 20 + (65 - 12) \times 4] \times (6{,}25)^2 = 15474{,}42 \ cm^4$$

$$\Rightarrow A_{min} = \frac{15474{,}42}{0{,}81 \times 20 \times 13{,}75} \times \frac{2{,}1}{400} = 0{,}365 \ cm^2$$

Donc: As_{cal}=0,98 cm² > A_{min}=0,365 cm²..............condition vérifiée.

Choix : on adopte: **3T10 = 2 ,35 cm²**

En appuis:

Puisque le béton tendu négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b_0 xh) = (12x20) cm²

$M_{appui\text{-}inter}$ = 7,92 kN.m

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc}.d^2.b_0} = \frac{7{,}92 \times 10^3}{14{,}17 \times (18)^2 \times 12} = 0{,}144 < 0{,}392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0{,}922$$

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

$$As = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{7{,}92 \times 10^3}{0{,}922 \times 18 \times 348} = 1{,}37 \ cm^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{I}{0{,}81 \times ht \times V} . \frac{f_{t28}}{fe} = \frac{15474 \ {,}42}{0{,}81 \times 20 \times 13{,}75} \times \frac{2{,}1}{400} = 0{,}365 \ cm^2$$

Donc: As_{cal} = 1,37 cm² > A_{min} =0,365 cm² ....condition vérifiée.

Choix : on adopte: **2T10 (soit 1,57 cm²),** 1T10 fil + 1T10 chapeau.

$M_{appui\text{-}de}$ rive = 2,21 kN.m

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc}.d^2.b_0} = \frac{2{,}21 \times 10^3}{14{,}17 \times (18)^2 \times 12} = 0{,}040 < 0{,}392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0{,}980$$

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

$$As = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{2{,}21 \times 10^3}{0{,}980 \times 18 \times 348} = 0{,}360\ cm^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{I}{0{,}81 \times ht \times V} \cdot \frac{f_{t28}}{fe} = \frac{15474{,}42}{0{,}81 \times 20 \times 13{,}75} \times \frac{2{,}1}{400} = 0{,}365\ cm^2$$

Donc: As_{cal} = 0,360 cm² > A_{min} =0,365 cm² ....condition vérifiée.

Choix : on adopte: **2T10 (soit 1,57 cm²),** 1T10 fil + 1T10 chapeau.

Vérification des contraintes à L'ELS :

Position de l'axe neutre :

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

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

b=65cm ; η = 15 ; A'= 0 , A= 2,35cm².

$32{,}5.y^2 + 35{,}25y - 634{,}5 = 0 \Rightarrow y = 3{,}90$ cm

y = 3,90cm < 4cm

Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b.y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3}(3{,}90)^3 + 15 \times 2{,}35 \times (18 - 3{,}90)^2 = 8293{,}3\,cm^4.$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G}.y = \frac{4,37.10^3}{8293,3}.3,90 = 2,06MPa$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,06MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa............condition \quad vérifiée.$$

La vérification de Contrainte maximale dans l'acier tendu $\sigma_{st.}$ n'est pas nécessaire puisque la fissuration est peu préjudiciable.

Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal T_{max}=13,24 kN.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{13,24.10^3}{120\times180} = 0,61MPa$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\overline{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}/\gamma_b ; 5MPa) = 3,25MPa.$$

$$\tau_u = 0,61MPa < \overline{\tau}_u = 3,25MPa .... .condition \quad vérifieé$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

Armatures transversales At (armatures de l'âme):

Diamètre:

$$\Phi_t \leq \min(h/35 ; b_0/10 ; \Phi_L) \quad en"mm"$$

$$\Phi_t \leq \min(200/35 ; 120/10 ; 10) = 5,71 \approx 6mm.$$

$$on\,adopte: \quad \Phi_t = 8mm.$$

Espacement :

$$\left.\begin{array}{l} St \leq \min(0,9d ; 40cm) \\ St \leq \min(16,2 ; 40cm) \end{array}\right\} \Longrightarrow St \leq 16,20cm \Longrightarrow St = 15\ cm$$

D'après le RPA 99 (version 2003) :

En zone nodale : St ≤ min (10 Φ_1 ; 15cm) ⇒ St ≤ min (10x1,0 ; 15cm) =10cm

⇒ **St =10 cm**

En zone courante: (St ≤ 15 Φ_1) ⇒(St ≤ (15x 1,0)) ⇒ (St≤ 15 cm) ⇒ (St= 15 cm)

Section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b_0.st}.\frac{fe}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0,3k.f_{tj}^*}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)}...........(*)$$

K =1 (fissuration non préjudiciable)

f_{tj}^* = min (2,1; 3,3 Mpa) = 2,1 Mpa

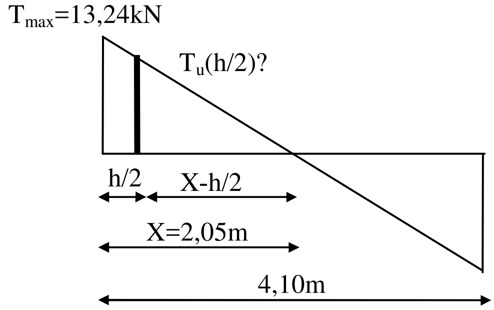
$\alpha = 90° \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$

fe = 235 Mpa ; γ_s =1,15

D'où : $\tau_u(h/2) = \dfrac{T_u(h/2)}{b_0.d}$

On calcule la valeur de l'effort tranchant T_u(h/2) par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X-(h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{max}.[X-(h/2)]}{X}$$



$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q.L}$$

$$X = 2{,}05\,m$$

h/2 = 0,20/2 = 0,10m

X - (h/2)=2,05 - 0,10 = 1,95m

Donc: T_u(h/2) =13,24x1,95/2,05 =12,6 kN

T_u(h/2)= 12,6 kN

D'où: $\tau_u(h/2) = (12{,}6\times10^3)/(120\times180) = 0{,}58$ MPa

τ_u (h/2)= 0,58 MPa

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{s_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0{,}58 - 0{,}3\times1\times2{,}1)\times12\times1{,}15}{0{,}9\times1\times235/1{,}15} = 44{,}12\times10^{-3}\,cm ....(1)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At\times fe}{b_0\times s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u(h/2)}{2}; 0{,}4\,\text{Mpa}\right)$$

$$\frac{At\times fe}{b\times s_t} \geq \max\left(\frac{0{,}58}{2}; 0{,}4\,Mpa\right) = 0{,}4\,Mpa$$

$$\left(\frac{At}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0{,}4\times b_0}{fe} = \frac{0{,}4\times12}{235} = 0{,}020\,cm ....(2)$$

En prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\dfrac{At}{S_t}\right) \geq 0{,}020\,cm$,

Pour S_t =15 cm $\Rightarrow$ At $\geq$ 0,020x10= 0,20 cm²

-Zone nodale :

St $\leq$ min (10Φ_L,; 15cm)

St $\leq$ 10cm

-Zone courante:

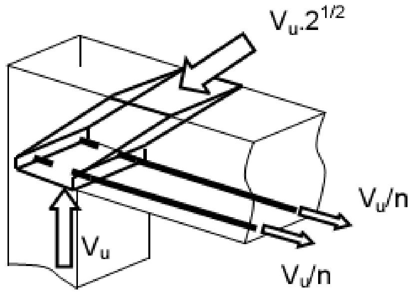
St $\leq$15cm

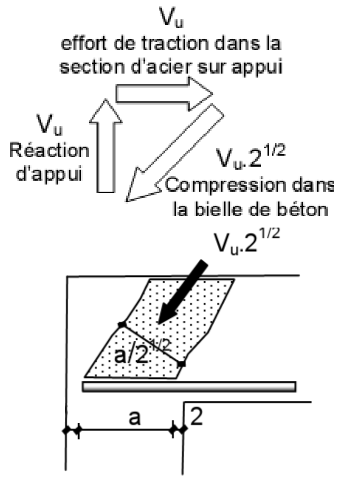
St =15 cm

On adopte $\begin{cases} St = 10cm & \text{Zone nodale.} \\ St = 15cm & \text{Zone courante} \end{cases}$

On prend: **2ϕ8 = 1 cm²/ml** avec un espacement : **S_t =10 cm**

Justifications aux appuis (appui simple d'about) :





Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

T_u = 13,24 kN

M_{appui} = 7,92 KN.m

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{7,92}{0,9.18.10^{-2}} = 48,89\,kN > T_u = 13,24\,kN$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \dfrac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

D'où $\bar{\sigma}_b = \dfrac{2T}{ab_0}$

a: la longueur d'appuis de la biellette

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

Mais pour tenir compte du faite que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45^0 donc on doit vérifiée que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a.b_0} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8.b_0.f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2 \times 13,24 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,016\,\text{m} = 1,6\,\text{cm}$$

a = min (a' ; 0,9 d)

a' : largeur d'appui

a' = c-ć -2cm

c' =2cm (enrobage)

c : la largeur de l'appui (poteau) = 30cm

a' = 30-2-2= 26cm

a = min (26cm; 16,2cm) = 16,20 > 2,00cm………………condition vérifiée.

Entraînement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$\tau u_{ser}=T/0{,}9d.\mu.n \leq \overline{\tau u}_{ser} = \psi s.\ ft_{28}$

ψs: coefficient de cisaillement ψs=1,5pour H.A

T: effort tranchant max T=13,24 KN

n : nombre d'armatures longitudinales tendues n = 3

μ : périmètre d'armature tendue $\mu = \pi\phi$ = 3,14 x1,0 = 3,14 cm

$\tau u_{ser} = 13{,}24\times10^3/0{,}9\times18\times3{,}14\times3\times10^2 = 0{,}87$ Mpa

$\overline{\tau u}_{ser} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15$Mpa

$\tau u_{ser} = 0{,}87$ Mpa $\leq \overline{\tau u}_{ser} = 3{,}15$ Mpa……………condition vérifiée

Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit "$\mathbf{L_s}$" est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre Ø pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_{ser}.

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$\tau_s = 0{,}6\ \psi_s^2.f_{t28} = 0{,}6\ (1{,}5)^2\times2{,}1 = 2{,}84$ MPa.

La longueur de scellement droit $L_s = Ø\ f_e /4\tau_s$.

Ø : Diamètre d'une barre égale 10 mm = 1,0cm

$L_s = 1{,}0 \times 400 /4 \times 2{,}84 = 35{,}27$cm.

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre b = 30cm

Donc nous somme obligés de prévoir des ancrages courbes de telle sorte que

r = 5,5 Ø = 5,5×1,0 = 5,5 cm.

Vérification de la flèche :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \left(\dfrac{h_t}{L} \geq \dfrac{1}{22{,}5}\right) \Rightarrow \left(\dfrac{20}{410} = 0{,}049 > 0{,}044\right) \text{.........................} \textit{condition vérifiée.} \\ \left(\dfrac{h_t}{L} \geq \dfrac{M_{ser}}{15.M_{0ser}}\right) \Rightarrow \left(\dfrac{20}{410} = 0{,}049 > \dfrac{4{,}37}{15 \times 8{,}06} = 0{,}036\right) \text{.......} \textit{condition vérifiée} \\ \left(\dfrac{A_s}{b_0.d} \leq \dfrac{3{,}6}{f_e}\right) \Rightarrow \left(\dfrac{2{,}35}{12 \times 18} = 0{,}01 > \dfrac{3{,}6}{400} = 0{,}009\right) \text{.............} \textit{condition non vérifiée} \end{cases}$$

Puisque la dernière condition n'est pas satisfaite ; donc on passe au calcul de la flèche.

On va calculer:

$$\mathrm{Fi} = \frac{\mathrm{Mi.L^2}}{10\mathrm{Ei.If_I}} \quad ; \mathrm{Fv} = \frac{\mathrm{Mv.L^2}}{10\mathrm{Ev.If_V}}$$

Fi: flèche due aux charges de faible durée d'application.

Fv: flèche due aux charges de longue durée d'application

Avec: $Ei=11000(fc_{28})^{1/3}$ =32164,2 MPa

$Ev=3700(fc_{28})^{1/3}$ =10818,86 MPa

$$\mathrm{If_i} = \frac{1{,}1.\mathrm{I_0}}{1+\lambda_i.\mu_i} \quad ; \quad \mathrm{If_v} = \frac{1{,}1.\mathrm{I_0}}{1+\lambda_v.\mu_g}$$

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

If_i : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

If_v : Moment d'inertie fictif pour les déformations de longue duré

Détermination du moment d'inertie:

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_G-h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t-y_G)^3}{3} + 15A_s(d-y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65x(12{,}90)^3}{3} - \frac{(65-12)(12{,}90-4)^3}{3} + \frac{12(20-12{,}90)^3}{3} + 15 \times 2{,}35 \times (18-12{,}90)^2$$

$$I_g = 36405{,}64\ cm^4$$

Charges prises en comptes :

1-charge permanente avant mise du revêtement : **J = 1,82 kN/m.**

2-charge permanente après mise du revêtement : **G = 4,06 kN/m.**

3-charge totale à l'E.L.S : P = (G+Q): **P = 4,71 kN/m**

Calcul des moments correspondants :

M_j =0,85.J.L²/8 = 3,25 kN.m

M_G =0,85.G.L²/8= 7,25 kN.m

M_p =0,85.P.L²/8= 8,41 kN.m

Calcul des contraintes: As = 2,35 cm^2 ; Z = 16,2 cm

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A_S.Z} = 85{,}40\ MPa$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_S.Z} = 190{,}44\ MPa$$

$$\sigma_{SP} = \frac{M_P}{A_S.Z} = 220{,}91 MPa$$

Calcul des coefficients:

$f;\lambda_i;\lambda_v$

$$\rho = \frac{A_S}{b_0.d} = \frac{2{,}35}{12\times18} = 0{,}010$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05.f_{t28}}{(2+3.b_0/b).\rho} = 4{,}11.$$

$$\lambda_V = (2/5).\lambda_i = (2/5).4{,}11 = 1{,}64$$

Calcul des coefficients (μ_i) :

- $\mu_i = 1 - \dfrac{1{,}75.f_{t28}}{(4.\rho.\sigma_{si}) + f_{t28}}$

$* \mu_j = 0{,}33$

$* \mu_G = 0{,}62$

$* \mu_P = 0{,}66$

Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_{Fi} = \frac{1{,}1.I_0}{(1+\lambda_i.\mu_i)}; I_0 = I_G = 36405{,}64\ cm^4.$$

$I_{FJ} = 16995{,}37\ cm^4.$

$I_{FG} = 11286{,}34\ cm^4.$

$I_{FP} = 10786{,}56\ cm^4.$

$I_{FV} = 19856{,}31\ cm^4.$

Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:

$$F_i = \frac{M_i L^2}{10\, E_i.I_{FI}} \qquad avec\ \ E_i = 32164{,}20\ MPa$$

$F_{ij} = 0{,}099\ cm.$

$F_{ig} = 0{,}33\ cm.$

$F_{ip} = 0{,}40\ cm.$

$F_{vg} = 0{,}19\ cm.$

$F_{total} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}.$

F_{total} = 0,19- 0,099+0,40-0,33 =0,161 cm

F_{total} = 0,16 cm

F_{adm} = L/500 = 410/500 =0,82 cm.

F_{adm} =0,82 cm

F_{total}=0,16 cm < F_{adm} =0,82 cm ……………………..condition vérifiée.

Donc, il n'y a pas de risque de la flèche.

III -5-La dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est légèrement armée par un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20cm (soit 5 barres par mètre) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.

33cm (soit 3 barres par mètre) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

Section minimale des armatures

Perpendiculaire 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

$A\perp \geq$ 4x65/215 = 1,21 cm²/ml

On prend $A\perp = 6\phi5$ = 1,18 cm²/ml

$A_{//} \geq$ 1,18/2=0,59 cm²/ml

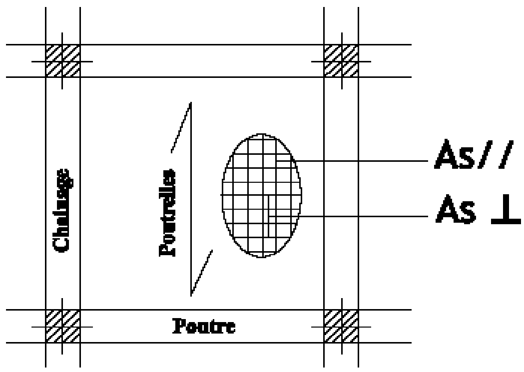
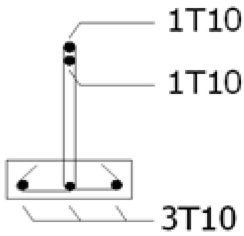
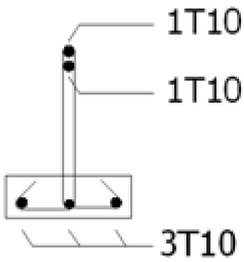
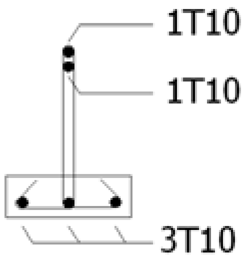


Figure III.7 : Ferraillage de la dalle de compression

On prend un quadrillage en $\phi5$ avec des mailles de 15x15 cm de telle sorte que la disposition de la grande dimension soit parallèle à l'axe des poutrelles.

Tableau III .3: Résume de ferraillage des poutrelles

<table>
<tr><td rowspan="2">Plancher Terrasse</td><td>
</td></tr>
<tr><td>En appuis et En travée</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Planchers Etages
(1er jusqu’au 10éme)</td><td>
</td></tr>
<tr><td>En appuis et En travée</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Planchers
(RDC)</td><td>
</td></tr>
<tr><td>En appuis et En travée</td></tr>
</table>

III.6-Etude de la dalle pleine :

TYPE 01:

6.1-Épaisseur minimale requise h_0 :

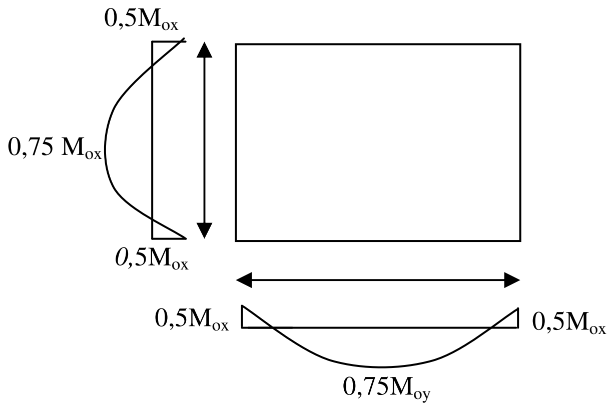


Figure III. 8 : panneau de dalle la plus sollicitée

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

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

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

Lx : la petite portée du panneau de dalle.

Ly : la grande portée du panneau de dalle.

6.2-Panneau 1 : panneau intermédiaire :

$\alpha = \frac{188}{200} = 0{,}94$, lx= 188 cm L_y =200 cm

2.1-Chargement :
Charge permanente :

G= 5,99 kN/m^2

Charge d'exploitation :

Q= 2,5 kN/m^2

Charge ultime :

Qu= (1,35G + 1,50Q)=11,83 kN/m

2.2-Sollicitations :

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{188}{200} = 0{,}94 > 0{,}4$ la dalle travaille suivant les deux sens

$\alpha = 0{,}94$: $\begin{cases} \mu_x = 0{,}0419 \\ \mu_y = 0{,}8661 \end{cases}$

Moment isostatique :

Sens l_x :

$M_{ox} = \mu_x . Q_U . l_x^2 = 0{,}0419(11{,}83)(1{,}88)^2 = 1{,}75$ kN.m

Sens l_y :

$M_{oy} = \mu_y . M_{ox} = (0{,}8661)(1{,}75) = 1{,}52$ kN.m

Moments en travée et sur appuis :

$M_{tx} = 0{,}75.\ M_{ox} = 1{,}31$ kN.m

$M_{ty} = 0{,}75.\ M_{oy} = 1{,}14$ kN.m

$M_{a\ inter} = 0{,}5.\ M_{ox} = 0{,}88$ kN.m

6.3-Calcul de ferraillage :

A l'E.L.U :

Pour une bande de 1m de largeur (b = 100 cm ; d = 0,9h = 0,9.15= 13,5 cm)

3.a-Les armatures inférieures (en travée) :

- **Sens Lx :**

M_{tx} = 1,31 kN.m

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc}.d^2.b} = \frac{1{,}31\times10^3}{14{,}17\times(13{,}5)^2\times100} = 0{,}005 \prec 0{,}392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0{,}005 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0{,}997$$

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

$$Asx = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{1{,}31\times10^3}{0{,}997\times13{,}5\times348} = 0{,}28\ \text{cm}^2\text{/ml.}$$

- **Sens Ly :**

M_{ty}=1,14 kN.m

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc}.d^2.b} = \frac{1{,}14\times10^{3}}{14{,}17\times(13{,}5)^2\times100} = 0{,}004 \prec 0{,}392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0{,}032 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0{,}998$$

$$Asy = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{1{,}14\times10^{3}}{0{,}998\times13{,}5\times348} = 0{,}24\,\text{cm}^2\text{/ml.}$$

3. b-Les armatures supérieures (sur appui):

- **Appui intermédiaire :**

$M_{a\ rive}$ = **0,88 kN.m**

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc}.d^2.b} = \frac{0{,}88\times10^{3}}{14{,}17\times(13{,}5)^2\times100} = 0{,}003 \prec 0{,}392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0{,}003 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0{,}998$$

$$Aa\ rive = \frac{Ma}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{0{,}88\times10^{3}}{0{,}998\times13{,}5\times348} = 0{,}19\,\text{cm}^2\text{/ml.}$$

3. c-Pourcentage minimal des armatures :

- **Sens Ly :**

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

$A_{y\ min}$ = 8.0,15 = **1,2 cm²/*ml***

- **Sens Lx :**

$$A_{x\ min}(\text{cm}^2\text{/ml}) = A_{y\ min}.\frac{3-\alpha}{2} \quad ; \quad \alpha = \frac{1{,}88}{2{,}00} = 0{,}94$$

$$A_{x\ min} = 1{,}2.\frac{3-0{,}94}{2} = 1{,}23\,cm^2/ml$$

- **En travée :**

$A_{tx} = \max(A_{x\,min}, A_{sx}) = \max(1{,}23\ ;\ 0{,}28) =$ **1,23 cm²/*ml***

$A_{ty} = \max(A_{y\,min}, A_{sy}) = \max(1{,}20\ ;\ 0{,}24) =$ **1,20 cm²/*ml***

- **Sur appui :**

$A_{a\,inter} = \max(A_{y\,min}, A_{a\,inter}) = \max(1{,}20;0{,}19) =$ **1,20 cm²/ *ml***

Choix des aciers :

Diamètre :

$\phi \leq (h_0 / 10)$

D'où : $\phi \leq 150/10$

Et puis : $\phi \leq 15$ mm

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

- **Sens Lx :** $\begin{cases} S_{tx} \leq \min(3.h_0\,;\ 33\text{ cm}) \\ S_{tx} \leq \min(3.15\,;\ 33\text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33\text{ cm} \end{cases}$

- **Sens Ly :** $\begin{cases} S_{ty} \leq \min(4.h_0\,;\ 45\text{ cm}) \\ S_{ty} \leq \min(4.15\,;\ 45\text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45\text{ cm} \end{cases}$

Le choix des aciers :

En travée :

- **Sens Lx :** $\begin{cases} A_{tx} = 1{,}23\text{ cm}^2/ml \\ S_{tx} \leq 33\text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \textbf{5T10 P.m} = \mathbf{3{,}93\text{ cm}^2}/ml \\ \mathbf{St_x = 20\text{ cm}} \end{cases}$

- **Sens Ly:** $\begin{cases} A_{ty} = 1{,}20\text{ cm}^2/ml \\ S_{ty} \leq 45\text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \textbf{5T10 P.m} = \mathbf{3{,}93\text{ cm}^2}/ml \\ \mathbf{St_y = 20\text{ cm}} \end{cases}$

Sur appui :

- **Appui intermédiaire :**

$\begin{cases} A_{ainter} = 1{,}20\text{ cm}^2/ml \\ S_{ainter} \leq 33\text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \textbf{5T10 P.m} = \mathbf{3{,}93\text{ cm}^2}/ml \\ \mathbf{St = 20\text{ cm}} \end{cases}$

3. 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 15 cm ;

3) on vérifier l'effort tranchant :

$$\alpha > 0{,}4 \rightarrow \begin{cases} V_x = Qu\dfrac{l_x}{2}\dfrac{1}{1+\dfrac{\alpha}{2}} = \left(\dfrac{11{,}83.1{,}88}{2}\right)\left(\dfrac{1}{1+\dfrac{0{,}94}{2}}\right) = 7{,}56\,kN \\ V_y = Qu\dfrac{l_x}{3} = \dfrac{11{,}83\times1{,}88}{3} = 7{,}41\,kN < 7{,}56\,kN \end{cases}$$

V_{max}= max (V_x ; Vy)

V_{max} = 7,56 kN

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} = \frac{7{,}56\times10^3}{1000\times135} = 0{,}056 \text{ Mpa}$$

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

τ_u =0,056 < $\bar{\tau}$ = 1,17 *Mpa* ....condition vérifiée.

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

Pas de risque de cisaillement.

6. 4-Les vérifications à L'E.L.S :

4.1-Chargement :

Charge permanente :

G=5.99KN/m^2

Charge d'exploitation :

Q=2.5KN/m^2

Charge service :

Qser= (G+Q) = 8.49KN/m

4.2 Sollicitations :

$\alpha = \dfrac{l_x}{l_y} = \dfrac{188}{200} = 0.94 > 0{,}4$ la dalle travaille suivant les deux sens

$$\alpha = 0{,}94 : \begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9087 \end{cases}$$

Moment isostatique :

- **Sens l_x :**

M_{ox}= μ_x.q.l_x^2=0,0491×8,49×(1,88)²=**1,47 kN.m**

- **Sens l_y :**

M_{oy}=μ_y . M_{ox}= 0,9087×1,47=**1,34 kN.m**

Moments en travée et sur appuis :

M_{tx}= 0,75. M_{ox}= 1,10 kN.m

M_{ty}= 0,75. M_{oy}= 1,00 kN.m

$M_{a\ inter}$= 0,5. M_{ox}= 0,74 kN.m

4. 3-vérification des contraintes dans le béton :

- **Suivant L_x :**

En travée :

$$Mt_x = 1{,}47 \text{kN.m} \quad ; A_t = 3{,}93 \text{ cm}^2/\text{mL} ; \quad A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$\frac{by^2}{2} + \eta As'(y-d) - \eta As(d-y) = 0$$

On à :

A_s'=0 ; et n=15

D'ou :

$$50y^2 + 15 \times 3{,}93(y - 13{,}5) = 0$$

Donc : **y=3,53 cm**

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d-y)^2$$

$$I = \frac{100.3{,}53^3}{3} + 15 \times 3{,}93(13{,}5 - 3{,}53)^2$$

$$I = 7325{,}92\, cm^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K.y = (\frac{Mser}{I}).y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1{,}10.10^3}{7325{,}92} \times 3{,}53 = 0{,}53\, Mpa$$

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

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

Alors :

σ_{bc} =0,53 Mpa< $\overline{\sigma_{bc}}$ = 15MPa ………………condition vérifiée

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

Sur appuis :

$$M_a = 0{,}74\ kN.m \quad A_a = 3{,}93\, cm^2/ml \ , A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$y = 3{,}53\ cm$

Moment d'inertie (I):

$I = 7325{,}92\ cm^4$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$\sigma_{bc} = K.y = (\frac{Mser}{I}).y$

$\sigma_{bc} = \frac{0{,}74.10^3}{7325{,}92} \times 3{,}92 = 0{,}39\,Mpa$

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

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

σ_{bc} =0,39 Mpa< $\overline{\sigma_{bc}}$ =15MPa ………………condition vérifiée

- **Suivant L_y :**

En travée :

$Mt_y = 1{,}00\,kN.m \quad ; A_t = 3{,}93\,cm^2/ml \quad ; A' = 0$

Position de l'axe neutre (y) :

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

$y = 3{,}53\,cm$

Calcul du moment d'inertie :

$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d-y)^2$

$I = 7325{,}92\,cm^4$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

σ_{bc} = $K.y = (\frac{Mser}{I}).y$

σ_{bc} $= \frac{1.10^3}{7325{,}92} \times 3{,}53 = 0{,}39\,Mpa$

La contrainte admissible du béton σ_{bc} :

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

Alors :

σ_{bc} = 0,39 Mpa< $\overline{\sigma_{bc}}$ = 15MPa ………………condition vérifiée

Donc les armatures calculées conviennent.^

6.5-Disposition du ferraillage :

5.1-Arrêt des barres :

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

$f_{c28} = 25\,Mpa$

et

$Fe400$

Donc : **L_s = 40Φ = 40.1,0 = 40 cm.**

5.2-Arrêt des barres sur appuis :

$L1 = \max(Ls; 0,2Lx) = \max(40; 37,6)$

$L1 = 40\ cm$

$L2 = \max(Ls;\ L2/2) = \max(40\ ;\ 24)$

$L2 = 40\ cm$

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 au Lx /10 de la portée.

$$\frac{l_x}{10} = \frac{188}{10} = 18,8\,cm$$

5.4-Armatures finales :

Suivant L_x : $A_t = 3,93\,cm^2/ml\ \ soit\ 5T10/ml\ \ avec\ St = 20\ \ cm$

Suivant L_y : $A_t = 3,93\,cm^2/ml\ \ soit\ 5T10/ml\ \ avec\ St = 20\ \ cm$

$A_{a\,inter} = 3,93\,cm^2/ml\ \ soit\ 5T10/ml\ \ avec\ St = 20\ \ cm$

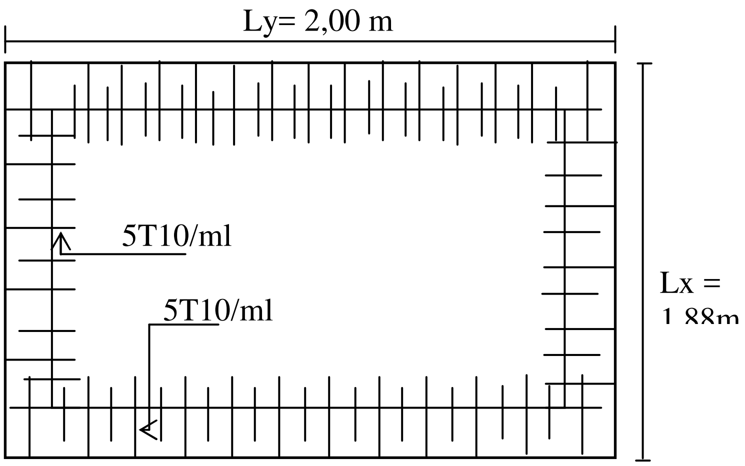


Fig III. 11 : Dessin Ferraillage Supérieur du panneau de la dalle pleine.

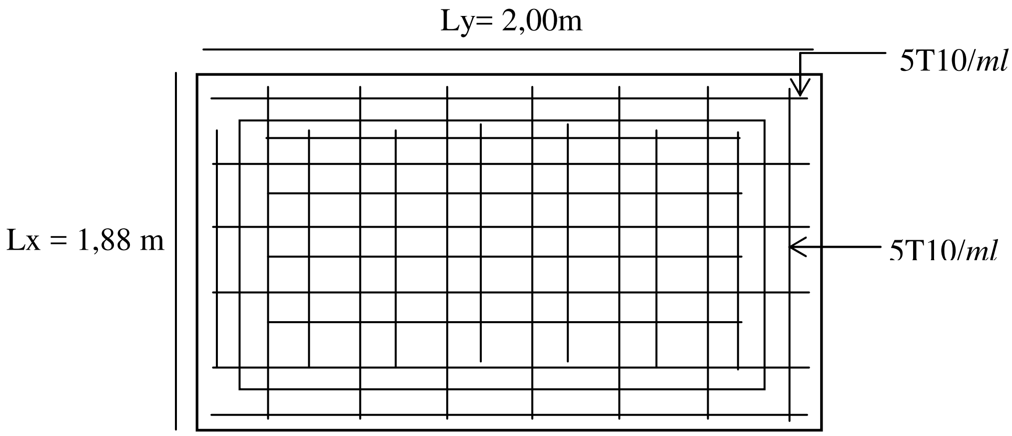


Fig III. 12 : Dessin Ferraillage Supérieur du panneau de la dalle pleine.

TYPE 02:

6.1-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 : $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$

Lx : la petite portée du panneau de dalle.

Ly : la grande portée du panneau de dalle.

6.2-Panneau 1 : panneau intermédiaire :

lx= 130 cm $L_{y=}$400 cm

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{130}{400} = 0{,}325 < 0{,}4$; le panneau de dalle travaille dans un seul sens (l_x)

Le choix des aciers :

En travée :

Les armatures principales $\Rightarrow$ $\begin{cases} \textbf{5T10 P.m = 3,93 cm}^2/\textbf{\textit{ml}} \\ \textbf{St = 20 cm} \end{cases}$

Les armatures de répartition $\Rightarrow$ $\begin{cases} \textbf{5T10 P.m = 3,93 cm}^2/\textbf{\textit{ml}} \\ \textbf{St = 20 cm} \end{cases}$

Sur appui :

En placer des chapeaux le long de (l_x) identiques a ceux placés suivant (l_y)

- **Appui intermédiaire :**

$$\begin{cases} A_{ainter} = 1{,}20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{ainter} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{5T10\ P.m = 3{,}93\ cm^2/}\textbf{\textit{ml}} \\ \mathbf{St = 20\ cm} \end{cases}$$