3.1 Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol; ils assurent deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance :** les planchers supportant leur poids propre et surcharges d'exploitation,
- **Fonction d'isolation :** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages,

Comme notre projet est à usage d'habitation, on adopte un plancher à corps creux.

-le plancher à corps creux set constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton.

-les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

3.1.1- Dimensionnement des poutrelles :

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

Dans notre structure on a un seul type des planchers à corps creux ht=20cm

16cm : corps creux
4cm : dalle de compression

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur et espacées de 65cm et sur Lesquelles vient s'appuyer l'hourdis

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

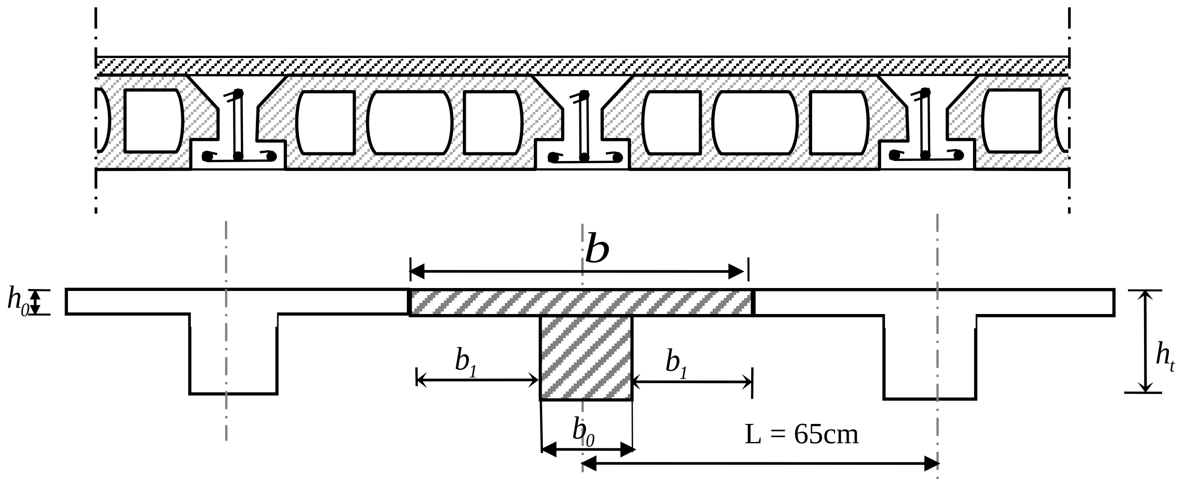


Figure.3.1- Schéma d'un plancher à corps creux.

<u>Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :</u>

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

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

$L = 4{,}10$ m $\quad l_1=65$cm

$$b_1=(b-b_0)/2=\min\begin{cases} b_1\leq (l_1-b_0)/2 \\ b_1\leq L/10 \\ 6h_0\leq b_1\leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \min\begin{cases} b_1\leq (65-12)/2=26{,}5\text{cm} \\ b_1\leq 410/10=41 \text{ cm} \\ 24\leq b_1\leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend: b1=26,5 cm.

(1) $\Rightarrow$ b=2(26,5) +12=65cm. Donc : **b = 65 cm**

3.2- Calcul des poutrelles :

3.2.1- Méthode de calcul :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite" méthode forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique pour les conditions courantes.

- **<u>Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :</u>**

Cette méthode est applicable si les 4 conditions suivantes sont remplies :

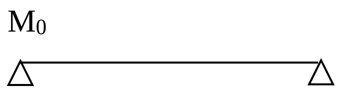
1. la charge d'exploitation $Q \leq \max(2G\ ;\ 5KN/m^2)$
2. les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
3. le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$08 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1{,}25$$

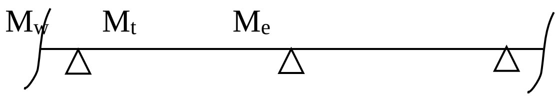
4 - la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

<u>Principe de calcul :</u>

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



Travée isostatique



Travée hyperstatique

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

- $Mt \geq \max\ [1{,}05M0\ ;\ (1+0{,}3\alpha)M_0] - (Mw+Me)/2$
- $Mt \geq (1+0{,}3\alpha)\ M_0/2$ dans une travée intermédiaire
- $Mt \geq (1{,}2+0{,}3\alpha)\ M_0/2$ dans une travée de rive

M_0 : Le moment maximal dans la travée indépendante

Mt : Le moment maximal dans la travée étudiée

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

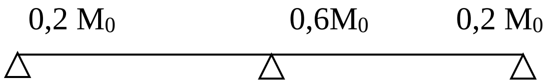
Me : Le moment sur l'appui droit de la travée

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

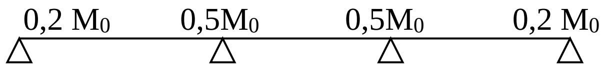
Valeurs des moments aux appuis:

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :

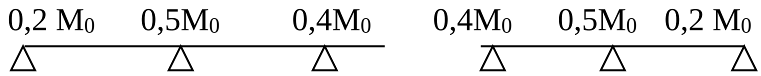
- cas de deux travées :



- cas de trois travées :



- cas de plus de trois travées:



Effort tranchant :

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

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

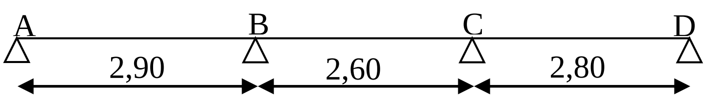
- $Tw = (Mw-Me)/l + Ql/2$
- $Te = (Mw-Me)/l - Ql/2$

3.2.1.1-Plancher étage courant (1er……..9eme) :

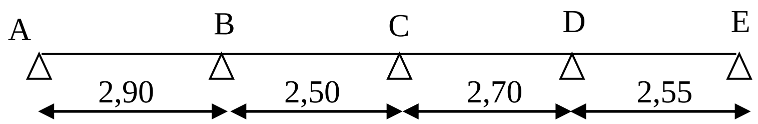
Types de poutrelles :

Notre construction comporte 5 types de poutrelles :

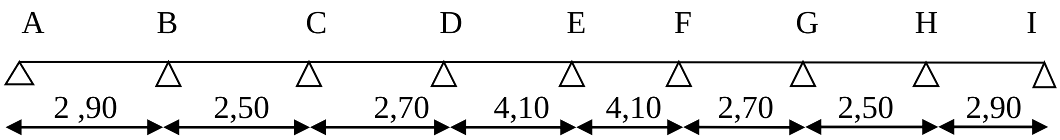
Type1 :



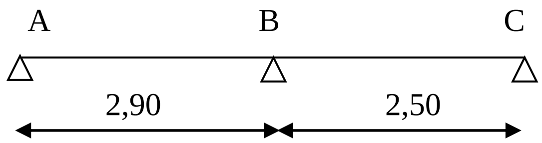
Type2:



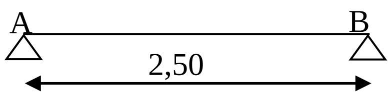
Type3:



Type4 :



Type 5 :



Les combinaisons de charges:

Les charges par mètre linéaire /mL

❖ **Plancher 1er au 9eme étage:**

G=5,04 x 0,65=3,276 KN/mL $\quad\left\{\begin{array}{l} Q_u=1,35G+1,5Q =5,88 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser}=G+Q =4,25 \text{ KN/mL.} \end{array}\right.$

Q=1,5 x 0,65=0,975 KN/mL

❖ **Plancher terrasse;**

G=6,28 x 0,65=4,082 KN/mL $\quad\left\{\begin{array}{l} Q_u=1,35G+1,5Q =6,48 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser}=G+Q =4,73 \text{ KN/mL.} \end{array}\right.$

Q=1x 0,65=0,65 KN/mL

3.5 vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

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

a- plancher étage courant et R.D.C : $G=5,04KN/m^2$, $Q=1,5KN/m^2$

$Q=1,50KN/m^2<2G=10,08KN/m^2$......................Condition vérifiée b- Plancher terrasse : $G=6{,}28KN/m^2$, $Q=1KN/m^2$

$Q=1KN/m^2<2G=12{,}56KN/m^2$..................... Condition vérifiée

2- Poutrelle à d'inertie constante (I=cte)………………………........ Condition vérifiée

3- Fissuration peu préjudiciable.

Plancher 1ere …….9eme étage fissuration peu préjudiciable……………… Condition vérifiée

plancher terrasse la fissuration est préjudiciable …………………. Condition non vérifiée

Donc on applique la méthode de trois moments

4- $0{,}8 \leq Li / Li+1 \leq 1{,}25$ .... cette condition n'est pas vérifiée

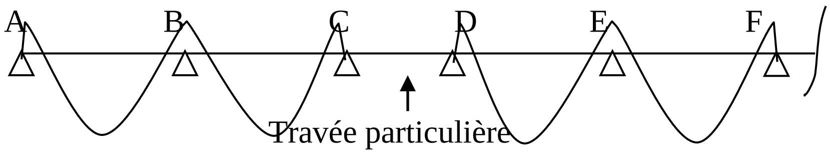
Puisque le rapport $0{,}8 \leq Li/Li+1 \leq 1{,}25$ n'est pas satisfait; on utilise **la méthode forfaitaire modifiée** pour la travée particulière; et on utilise toujours la méthode forfaitaire pour les restes travées.

<u>Principe de calcul de la méthode forfaitaire modifiée :</u>

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)



$Ma_1 = 0{,}2\ M_{0AB}$

$Ma_2 = 0{,}5\max(M_{0AB}\ ;\ M_{0BC})$

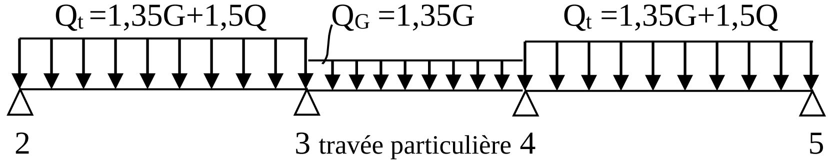
$Ma_3 = 0{,}4\max(M_{0BC}\ ;\ M_{0CD})$

$Ma_4 = 0{,}4\max(M_{0CD}\ ;\ M_{0DE})$

$Ma_5 = 0{,}4\max(M_{0DE}\ ;\ M_{0EF})$

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

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

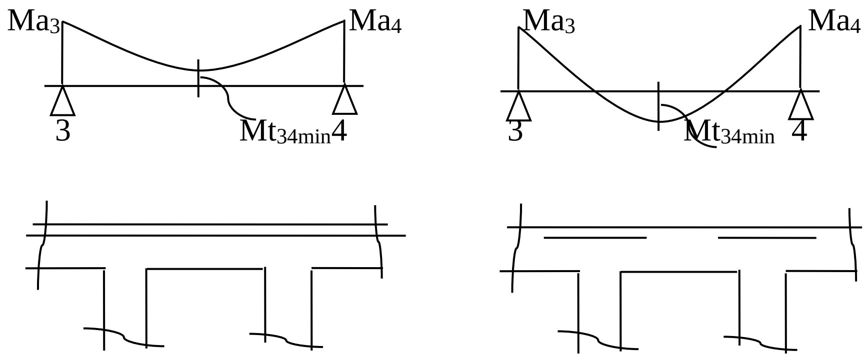


Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivant (Ma_3 et Ma_4 en valeur absolue):

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

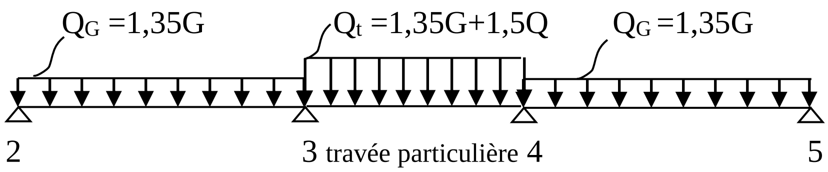
Le moment Mt_{34min} est évalué en remplaçant x par la valeur: $x = \frac{L_3}{2} + \frac{Ma_3 - Ma_4}{Q_G.L_3}$

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:



<u>On calcule 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):

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

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

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

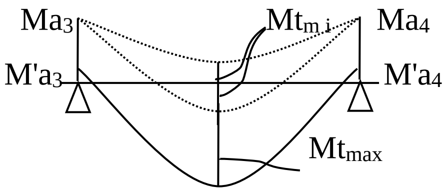
Avec:Q_t = 1,35G+1,5Q

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

$M'a_4$ = 0,4min (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 $0{,}5M_{034}$



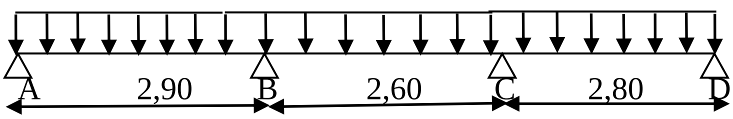
b- <u>Cas ou la travée particulière est une travée de rive:</u>

Les mêmes étapes définies précédemment sont à suivre, à la différence que dans ce cas il n'existe qu'une seule travée adjacente.

<u>Exemple de calcul:</u>

Le calcul se fait à **l'E.L.U**

<u>Type1:</u>



<u>-Sollicitation :</u>

$Q_U = 5{,}88$ KN/ ml

$\alpha = Q/ (Q+G) = 0{,}2294$

$(1+0{,}3\alpha) = 1{,}07>1{,}05$ donc on doit prendre 1,07

$(1+0{,}3\alpha)/2 = 0{,}53$ [travée intermédiaire]

$(1{,}2+0{,}3\alpha)/2 = 0{,}63$[travée de rive]

<u>Moments isostatiques:</u>

$M_{0AB} = Q_u.L^2/8 = 5{,}88\ (2{,}90)^2/8 = 6{,}18$ KN.m

$M_{0BC} = Q_u.L^2/8 = 5{,}88\ (2{,}60)^2/8 = 4{,}97$ KN.m

$M_{0CD} = Q_u.L^2/8 = 5{,}88\ (2{,}80)^2/8 = 5{,}76$ KN.m

<u>Moments sur appuis:</u>

$M_A = 0{,}2\ M_{0AB} = 1{,}24$ KN.m

$M_B = 0{,}5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 3{,}09$ KN.m

$M_C = 0{,}5 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 2.88$ KN.m

$M_D = 0{,}2\ M_{0CD} = 1{,}15$KN.m

Moment en travée :

Travée (A-B) :

$$\left.\begin{array}{l} 1\text{-}Mt^{AB} \geq 1{,}07x\ 6{,}18-(1{,}24+3{,}09)/2 \\ Mt^{AB} \geq 5{,}41\ KN.m \\ 2\text{- } Mt^{AB} \geq 0{,}63x\ 6{,}18 = 3{,}89\ KN.m \end{array}\right\} \longrightarrow \text{on prend : } M_T^{AB} = 4{,}45\ KN.m$$

Travée (B-C) :

$$\left.\begin{array}{l} 1\text{-}Mt^{BC} \geq 1{,}07x\ 4{,}97-(3{,}09+2{,}88)/2 \\ Mt^{BC} \geq 2{,}34\ KN.m \\ 2\text{- } Mt^{BC} \geq 0{,}53x\ 4{,}97 = 2{,}63\ KN.m \end{array}\right\} \longrightarrow \text{on prend : } M_T^{BC} = 2{,}63KN.m$$

Travée (C-D) :

$$\left.\begin{array}{l} 1\text{-}Mt^{CD} \geq 1{,}07x\ 5{,}76-(2{,}88+1{,}15)/2 \\ Mt^{CD} \geq 4{,}16KN.m \\ 2\text{- } Mt^{CD} \geq 0{,}63x\ 5{,}76 = 3{,}63\ KN.m \end{array}\right\} \longrightarrow \text{on prend : } M_T^{CD} = 4{,}16\ KN.m$$

L'effort tranchant:

- Travée (AB):

$$\begin{cases} Tw=(1{,}24-3{,}09)/2{,}9+5{,}88x2{,}9/2= 7{,}89KN \\ Te=(1{,}24-3{,}09)/2{,}9-5{,}88x2{,}9/2= -9{,}16\ KN \end{cases}$$

- Travée (BC):

$$\begin{cases} Tw=(3{,}09-2{,}88)/2{,}6+5{,}88x2{,}6/2= 7{,}72\ KN \\ Te= (3{,}09-2{,}88)/2{,}6-5{,}88x2{,}6/2= -7{,}64KN \end{cases}$$

- Travée (CD):

$$\begin{cases} Tw= (2{,}88-1{,}15)/2{,}8+5{,}88x2{,}8/2= 8{,}85\ KN \\ Te= (2{,}88-1{,}15)/2{,}8-5{,}88x2{,}8/2= -7{,}61\ KN \end{cases}$$

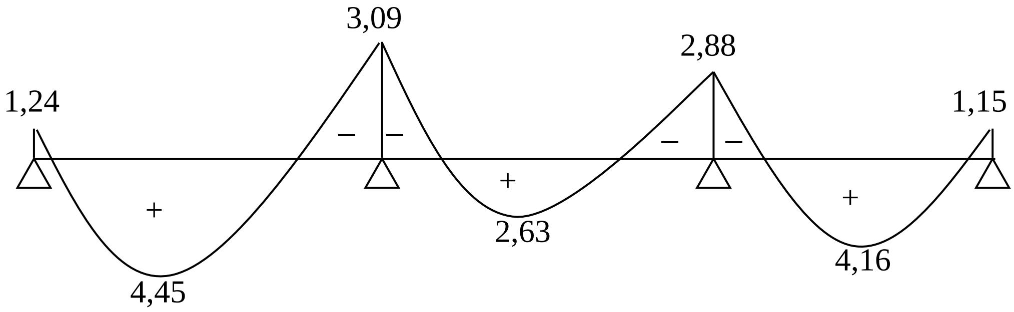


Figure 3.2- Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m].

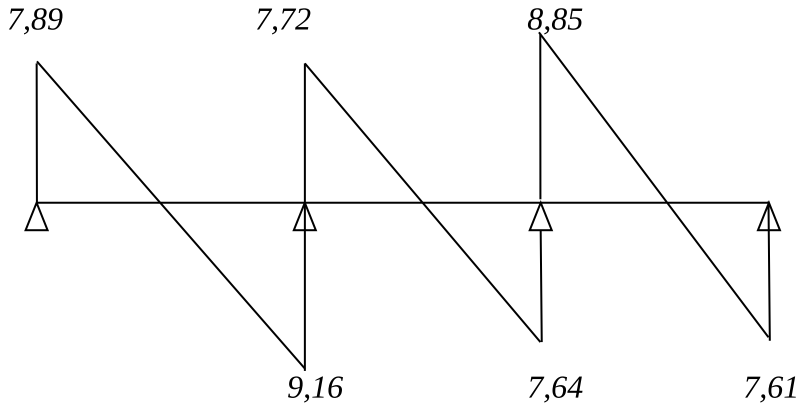


Figure 3.3- Diagramme des efforts tranchants T [KN].

Tableau 3.1- Récapitulatif des résultats obtenus :

Pour le plancher R.D.C et étage courant, les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles (E.L.U+E.L.S): unité (KN.m)

<table>
<tr><th rowspan="2">Type de Poutrelle</th><th rowspan="2">travée</th><th rowspan="2" colspan="2">L(m)</th><th colspan="5">E.L.U</th><th colspan="3">E.L.S</th></tr>
<tr><th>Mt</th><th>Mw</th><th>Me</th><th>Tw</th><th>Te</th><th>Mt</th><th>Mw</th><th>Me</th></tr>
<tr><td rowspan="3">01</td><td>A-B</td><td colspan="2">2,90</td><td>4,45</td><td>1,24</td><td>3,09</td><td>7,89</td><td>-9,16</td><td>3,22</td><td>0,89</td><td>2,23</td></tr>
<tr><td>B-C</td><td colspan="2">2,60</td><td>2,63</td><td>3,09</td><td>2,88</td><td>7,72</td><td>-7,64</td><td>1,90</td><td>2,23</td><td>2,08</td></tr>
<tr><td>C-D</td><td colspan="2">2,80</td><td>4,16</td><td>2,88</td><td>1,15</td><td>8,85</td><td>-7,61</td><td>3,00</td><td>2,08</td><td>0,83</td></tr>
<tr><td rowspan="4">02</td><td>A-B</td><td colspan="2">2,90</td><td>4,45</td><td>1,24</td><td>3,09</td><td>7,89</td><td>-9,16</td><td>3,22</td><td>0,89</td><td>2,23</td></tr>
<tr><td>B-C</td><td colspan="2">2,50</td><td>2,43</td><td>3,09</td><td>2,14</td><td>7,73</td><td>-6,97</td><td>1,76</td><td>2,23</td><td>1,55</td></tr>
<tr><td>C-D</td><td colspan="2">2,70</td><td>3,32</td><td>2,14</td><td>2,68</td><td>7,74</td><td>-8,14</td><td>2,40</td><td>1,55</td><td>1,93</td></tr>
<tr><td>D-E</td><td colspan="2">2,55</td><td>3,29</td><td>2,68</td><td>0,96</td><td>8,17</td><td>-6,82</td><td>2,38</td><td>1,93</td><td>0,69</td></tr>
<tr><td rowspan="10">03</td><td>A-B</td><td colspan="2">2,90</td><td>4,45</td><td>1,24</td><td>3,09</td><td>7,89</td><td>-9,16</td><td>3,22</td><td>0,89</td><td>2,23</td></tr>
<tr><td>B-C</td><td colspan="2">2,50</td><td>2,43</td><td>3,09</td><td>2,14</td><td>7,73</td><td>-6,97</td><td>1,76</td><td>2,23</td><td>1,55</td></tr>
<tr><td>C-D</td><td colspan="2">2,70</td><td>2,84</td><td>2,14</td><td>4,94</td><td>6,90</td><td>-8,97</td><td>2,05</td><td>1,55</td><td>3,57</td></tr>
<tr><td rowspan="2">D-E</td><td rowspan="2">4,10</td><td>Min</td><td>4,97</td><td>3,72</td><td>4,94</td><td>8,76</td><td>-9,36</td><td>4,52</td><td>2,75</td><td>3,57</td></tr>
<tr><td>Max</td><td>9,71</td><td>1,61</td><td>3,72</td><td>11,54</td><td>-12,57</td><td>6,98</td><td>1,19</td><td>2,75</td></tr>
<tr><td rowspan="2">E-F</td><td rowspan="2">4,10</td><td>min</td><td>4,97</td><td>4,94</td><td>3,72</td><td>9,36</td><td>-8,76</td><td>4,52</td><td>3,57</td><td>2,75</td></tr>
<tr><td>max</td><td>9,71</td><td>3,72</td><td>1,61</td><td>12,57</td><td>-11,54</td><td>6,98</td><td>2,75</td><td>1,19</td></tr>
<tr><td>F-G</td><td colspan="2">2,70</td><td>2,84</td><td>4,94</td><td>2,14</td><td>8,97</td><td>-6,90</td><td>2,05</td><td>3,57</td><td>1,55</td></tr>
<tr><td>G-H</td><td colspan="2">2,50</td><td>2,43</td><td>2,14</td><td>3,09</td><td>6,97</td><td>-7,73</td><td>1,76</td><td>1,55</td><td>2,23</td></tr>
<tr><td>H-I</td><td colspan="2">2,90</td><td>4,45</td><td>3,09</td><td>1,24</td><td>9,16</td><td>-7,89</td><td>3,22</td><td>2,23</td><td>0,89</td></tr>
<tr><td rowspan="2">04</td><td>A-B</td><td colspan="2">2,90</td><td>4,14</td><td>1,24</td><td>3,71</td><td>7,67</td><td>-9,38</td><td>3,00</td><td>0,89</td><td>2,68</td></tr>
<tr><td>B-C</td><td colspan="2">2,50</td><td>2,89</td><td>3,71</td><td>0,92</td><td>8,47</td><td>-6,23</td><td>2,09</td><td>2,68</td><td>0,66</td></tr>
<tr><td>05</td><td>A-B</td><td colspan="2">2,50</td><td>3,99</td><td>0,92</td><td>0,92</td><td>7,35</td><td>-7,35</td><td>2,89</td><td>0,66</td><td>0 ,66</td></tr>
</table>

Les sollicitations maximales de calcul sont:

E.L.U $\begin{cases} Mtravée_{max} = 9{,}71 \text{ KN.m} \\ Mappui_{max} = 4{,}94 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 12{,}57 \text{ KN} \end{cases}$ E.L.S $\begin{cases} Mtravée_{max} = 6{,}98 \text{ KN.m} \\ Mappui_{max} = 3{,}57 \text{ KN.m} \end{cases}$

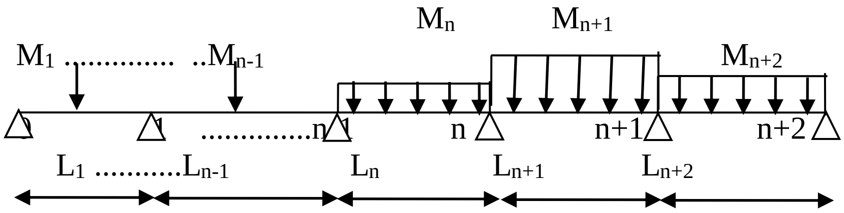
3.2.1.2- Plancher terrasse:

Méthode de calcul:

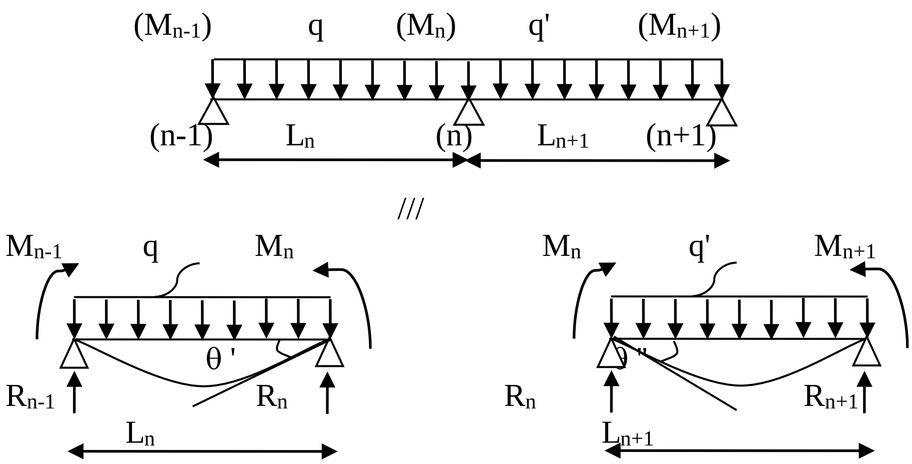
Vue que la 3[eme] condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d. la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis **la méthode des trois moments**.

Principe de calcul de la méthode des trois moments:

Pour les poutres continue à plusieurs appuis,

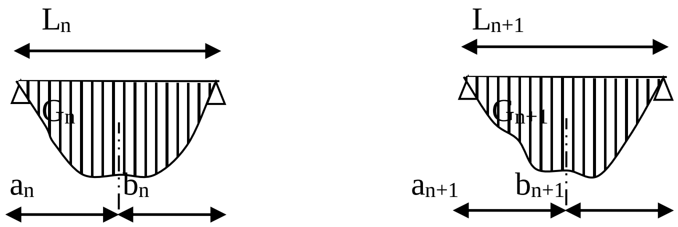


Isolant deux travée adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque; c'est un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d’autres méthodes basées sur les déformations du système.



M_n , M_{n-1} , M_{n+1} : les moment de flexion au appuis (n), (n-1), (n+1), il sont supposés positif, suivant les conditions aux limite 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 centre 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 :

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

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

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

C'est le théorème des trois moments et sous cette forme générale il est applicable à tous les types de chargement.cette équation est appelée **équation CLAPEYRON.**

<u>Exemple de calcul:</u>

On prend comme exemple de calcul le 1er type de poutrelle (avec 3 travées)

<u>Calcul des charges par métre linéaire:</u>

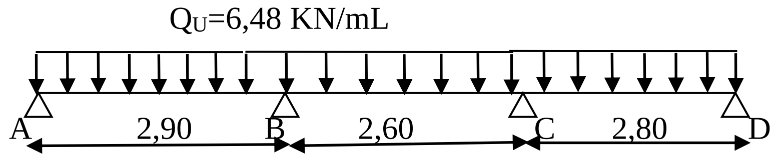
G = 6,28 KN / m^2
Q = 1 KN / m^2

<u>ELU:</u>

Q_U = (1,35x G + 1,50x Q) x 0,65
Q_U = **6,48** KN / ml

<u>ELS:</u>

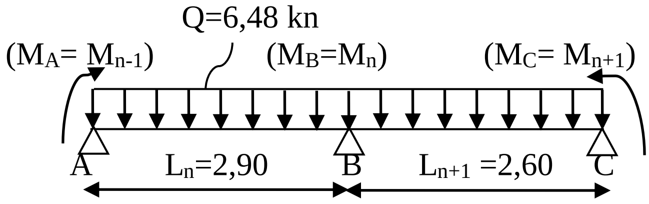
Q_s = (G+Q)x 0,65
Q_s = **4,73** KN / ml



Le calcul se fait selon la formule:

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

<u>En isolant deus travées adjacentes, on prend A-B et B-C</u>



<u>**Partie AB:**</u>

M_{0AB}=Ql²/8=6,81KN.m

a_n =b_n=1,45 m

S_n=2/3.L_n . M_{0AB} =2/3.2,90.6,81 =13,16 m²

<u>**Partie BC:**</u>

M_{0BC}=Ql²/8=5,47 KN.m

a_{n+1}=b_{n+1}=1,30 m

S_{n+1}=2/3.L_{n+1} . M_{0BC} =2/3.2,60.5,47=9,48 m²

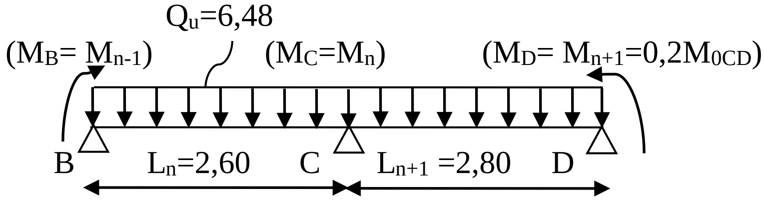
Donc (*)$\Rightarrow$ 2,90M_A+2(2,90+2,60).M_B+2,60M_C=-6[((13,16.1,45)/2,90)+((9,48.1,30)/2,60)]

Avec:M_A=-0,2.M_{0AB}=-1,36 KN.m

11M_B+2,6M_C -1,36=-65,34

11M_B+2,6M_C+63,98=0............ (1)

<u>En isolant deus travées adjacentes, on prend B-C et C-D</u>



<u>**Partie BC:**</u>

M_{0BC}=Ql²/8=5,47KN.m

a_n=b_n=1,30 m

S_n=2/3.L_n . M_{0BC} =2/3.2,60.5,47=9,48 m²

<u>**Partie CD:**</u>

M_{0CD}=Ql²/8=6,35KN.m

a_{n+1}=b_{n+1}=1,4 m

S_{n+1}=2/3.L_{n+1} . M_{0CD} =2/3.2,80.6,35=11,85 m²

Donc (*)$\Rightarrow$ $2,60M_B+2(2,60+2,80).M_C+2,80M_D= -6[(9,48.1,30/2,60)]+(11,85.1,4/2,8)]$

Avec:$M_D=-0,2.M_{0CD}=-1,27$ KN.m

$2,60M_B+10,80M_C+60,41=0$............ (2)

De(1) et(2):

- les moments sur appuis sont:

M_A = -1,36 KN.m

M_B = -4,76 KN.m

M_C = -4,44 KN.m

M_D= -1,27 KN.m

-les moments en travée:

$Mt_{AB}=(M_A+M_B)/2+M_{0AB}$ = (-1,36-4,76)/2+6,81=3,75 KN.m

Mt_{AB} =3,75 KN.m

Mt_{BC} =0,86KN.m

Mt_{CD} =3,49 KN.m

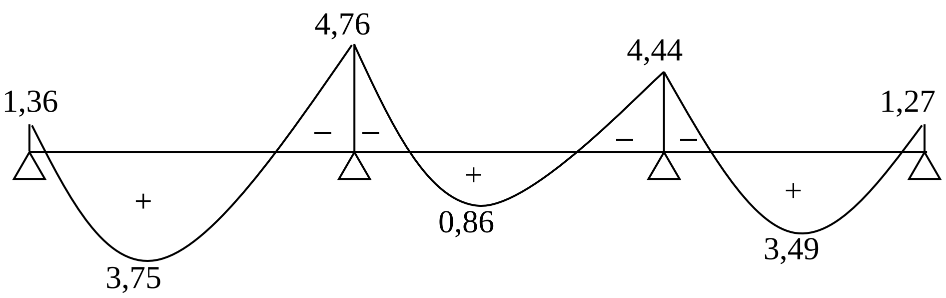


Figure.3.4- Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

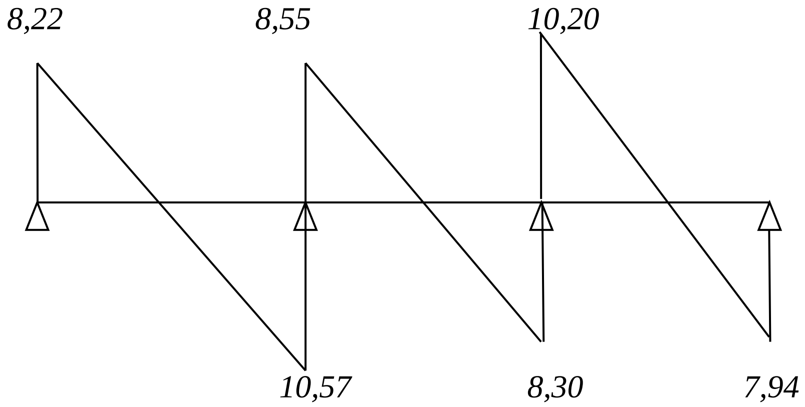


Figure.3.5- Diagramme des efforts tranchants T [KN]

Tableau 3.2- Récapitulatif des résultats obtenus :

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

Type de poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U					E.L.S		
			Mt	Mw	Me	Tw	Te	Mt	Mw	Me
01	A-B	2,90	3,75	1,36	4,76	8.22	10,57	2,74	0,99	3,46
	B-C	2,60	0,86	4,76	4,44	8,55	8,30	0,62	3,46	3,28
	C-D	2,80	3,49	4,44	1,27	10,20	7,94	2,53	3,28	0.92
02	A-B	2,90	3,67	1,36	4,91	8,17	10,62	2,69	0,99	3,57
	B-C	2,50	1,06	4,91	3,09	8,83	7,37	0,75	3,57	2,33
	C-D	2,70	2,01	3,09	4,69	8,16	9,34	1,56	2,33	3,17
	D-E	2,55	2,39	4,69	1,05	9,67	6,83	1,87	3,17	0,76
03	A-B	2,90	3,60	1,36	5,06	8,12	10,67	2,62	0,99	3,70
	B-C	2,50	1,30	5,06	2,45	9,14	7,05	0,98	3,70	1,74
	C-D	2,70	1,17	2,45	7,01	7,06	10,43	0,79	1,74	5,30
	D-E	4,10	5,05	7,01	10,10	12,53	14,03	3,69	5,30	7,20
	E-F	4,10	5,05	10,10	7,01	14,03	12,53	3,69	7,20	5,30
	F-G	2,70	1,17	7,01	2,45	10,43	7,06	0,79	5,30	1,74
	G-H	2,50	1,30	2,45	5,06	7,05	9,14	0,98	1,74	3,70
	H-I	2,90	3,60	5,06	1,36	10,67	8,12	2,62	3,70	0,99
04	A-B	2,90	2,78	1,36	6,70	7,55	11,24	2,50	0,99	3,94
	B-C	2,50	1,20	6,70	1,01	10,37	5,82	1,36	3,94	0,73
05	A-B	2,50	4,05	1,01	1,01	8,10	8,10	2,97	0,73	0,73

Les sollicitations maximales de calcul sont:

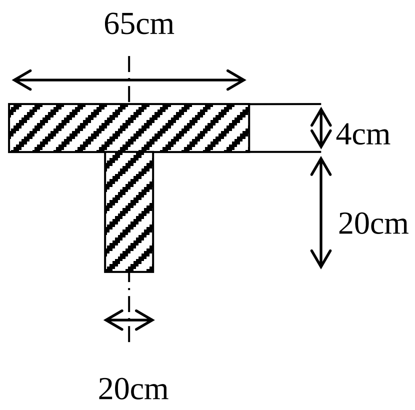
E.L.U $\begin{cases} Mtravée_{max} = 5,05 \text{ KN.m} \\ Mappui_{max} = 10,10 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 14,03 \text{ KN} \end{cases}$ E.L.S $\begin{cases} Mtravée_{max} = 3,69 \text{ KN.m} \\ Mappui_{max} = 7,20 \text{ KN.m} \end{cases}$

3.3- Calcul Du ferraillage:

Calcul du ferraillage des poutrelles :(à l'ELU) :

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.Pour le calcul du ferraillage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit:



Section de calcul

Données :

- Largeur de la poutrelle b=65cm.
- Largeur de la b_0=12cm.
- La hauteur de la section h_t=20cm.
- la hauteur de la section h_0=4cm.
- hauteur utile des aciers tendus d=0,9h=18cm
- contrainte des aciers utilisés fe=400 Mpa
- contrainte du béton à 28 jours f_{c28}=25 Mpa
- Contrainte limite de traction du béton ft_{28}=2,1Mpa.
- Fissuration peu préjudiciable

3.3.1- Plancher étage courant (1^{er}…… $9^{éme}$étage):

Pour le calcul de ferraillage on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$\text{E.L.U}\begin{cases} \text{Mtravée}_{max} = 9{,}71 \text{ KN.m} \\ \text{Mappui}_{max} = 4{,}94 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 12{,}57 \text{ KN} \end{cases}$$

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

- **En travée (armatures inférieurs)** :

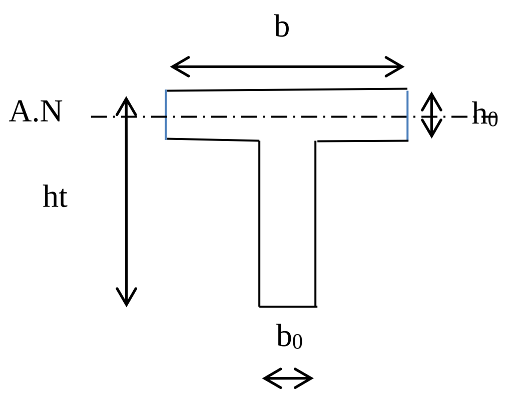
Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure

On calcule le moment équilibre par la table « Mt »

$Mt=bh_0fbc(d-h_0/2)=65x4x14{,}17(18-4/2)x10^{-3}=58{,}95KN.m$

$Mtmax=9{,}71KN.m<M_t = 58{,}95KN.m$

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 (bxht) = (65 x20) cm² soumise à Mtmax=9,71KN.m



$$\mu = \frac{Mt_{max}}{f_{bc}.d^2.b} = \frac{9{,}71.10^3}{14{,}17.(18)^2.65} = 0{,}0325 \prec \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0{,}0325 \xrightarrow{tableau} \beta = 0{,}984$$

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

$$As = \frac{Mt_{max}}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{9{,}71.10^3}{0{,}984.18.348} = 1{,}57\ cm^2$$

Condition de non fragilité :
En Travée :

$Ast_{min} \geq 0{,}23.b_0.d.\ \frac{ft28}{fe}$

$Ast_{min} \geq 0{,}23.65.18.\ \frac{2{,}1}{400}\ = 1{,}41\ cm^2$

Donc: As_{cal}=1,57cm²> A_{min}=1,41 cm²..............condition vérifiée.

Le choix: **3T12 = 3,39 cm²**.

❖ **sur appuis (armatures supérieures) intermédiaire:**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b_0 xh)=(12x20)cm²

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc}.d^2.b_0} = \frac{4{,}94.10^3}{14{,}17.(18)^2.12} = 0{,}090 \prec \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0{,}090 \xrightarrow{Tableau} \beta = 0{,}953$$

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

$$As = \frac{Ma}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{4{,}94.10^3}{0{,}953.18.348} = 0{,}82\ cm^2$$

Condition de non fragilité :

$Ast_{min} \geq 0{,}23.b_0.d.\ \frac{ft28}{fe}$

$Ast_{min} \geq 0{,}23.12{,}18\ \frac{2{,}1}{400} = 0{,}26\ cm^2$

Donc: As_{cal}=0,82cm²> A_{min} =0,26 cm² ....condition vérifiée.

Le choix : **2T12 =2,26 cm².**

3.3.1.2- Vérification des contraintes à L.E.S :

$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc_{28}}{100}$ avec : $\gamma = \frac{Mu}{Mser}$

sur travée :

M_{ser} = 6,98 KN.m
M_u = 9,71 KN.m
α = 0,0406

$\gamma = \frac{9,71}{6,98} = 1,39$

$\alpha \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100}$ $\alpha \leq 0,44$……………………………………………condition vérifiée

sur appuis :

M_{ser} = 3,57 KN.m

M_u = 4,94 KN.m

α = 0,118

$\gamma = \frac{4,94}{3,57} = 1,38$

$\alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100}$ $\alpha \leq 0,44$………………………………………………condition vérifiée

Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal T_{max}=12 ,57 KN.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{12,57.10^{-3}}{0,12.0,18} = 0,58MPa$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \left\{\min 0,2\left(\frac{fcj}{\gamma_b}\right) ; 5\ \text{MPa}\right\}$$

τ_u =0,58 MPa< $\bar{\tau}_u$ = 3,33MPa……………condition vérifiée (pas de risque de cisaillement)

-Les armatures transversales At:

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

avec ϕ_L : Diamétre minimum des armatures longitudinales

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

on adopte : $\Phi_t = 6mm.$

-Calcul des espacements :

St ≤ min (0,9d ; 40cm)

St ≤ min (16,2cm ; 40cm)

St ≤ 16,20cm

La section des armatures transversales :

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

k=1 (fissuration non préjudiciable)

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

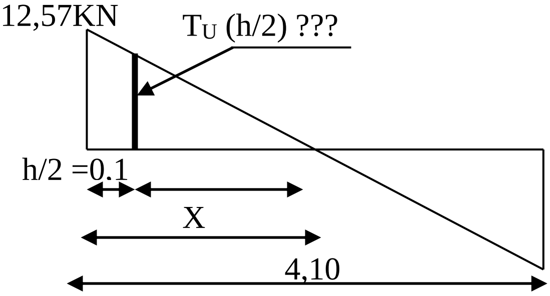
α=90° $\Rightarrow$ sinα +cos α = 1

fe=235 Mpa ; σ_s=1,15

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

on calcul la valeur de l'effort tranchant T_u(h/2) par la méthode des tringles semblables

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



on calcul la distance"X":

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

X=4,10/2+(3,72-1,61)/5,88.4,10 =2,14 m

h/2=0,2/2=0,1m

X-(h/2)=2,14 -0,1=2,04m

Donc: T_u(h/2)=12,57.2,04/2,14=11,98 KN

T_u(h/2)= 11,98 KN

D'où: τ_u(h/2)= (11,98.10^{-3})/(0,12.0,18)=0,55 MPa

τ_u (h/2)= 0,55 MPa

$$(*)\Rightarrow \left(\frac{At}{s_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0{,}55-0{,}3.1.2{,}1).12}{0{,}9.1.\dfrac{235}{1{,}15}} = 5{,}22.10^{-3}\,cm.........(1)$$

<u>Pourcentage minimal des armatures transversales :</u>

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

$$\frac{At\times fe}{b\times s_t} \geq \max\left(\frac{0{,}55}{2}\,Mpa;\ 0{,}4\,Mpa\right) = 0{,}4\,Mpa$$

$$\left(\frac{At}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0{,}4\times b_0}{fe} = \frac{0{,}4\times 12}{235} = 0{,}02\,cm.............(2)$$

En prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\dfrac{At}{S_t}\right) \geq 0{,}020\,cm$, on prend S_t=15 cm

$\Rightarrow$ At ≥0,02.15= 0,306 cm² $\Rightarrow \begin{cases} 2\phi\ 6 = 0{,}56\ \text{cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15\ \text{cm} \end{cases}$

-Zone nodale :

St ≤ min (10Φ_{L},; 15cm)

St ≤ 10cm

-Zone courante:

St ≤15cm

St=15cm

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

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :.

T_u = 12,57 KN

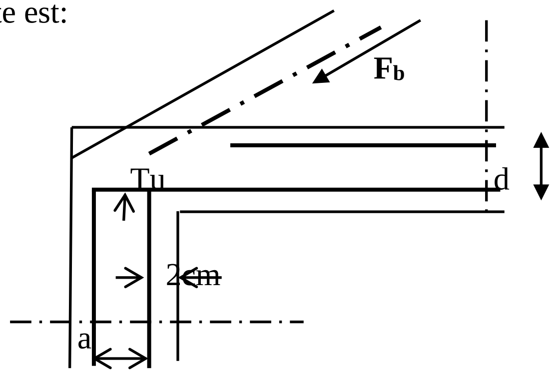
M_{appui} = 4,94 KN.m

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{4{,}94}{0{,}9.18.10^{-2}} = 30{,}49KN > T_u = 12{,}57KN$$

Les armatures longitudinal inférieur ne sont pas soumises à un effort de traction.

-Compression de la bille 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 fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45^0 donc on doit vérifier que :

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

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

$$\Rightarrow a \geq \frac{2.12{,}57.1{,}5}{0{,}8.12.25.10} = 1{,}57cm$$

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

a' : largeur d'appui

a' = c-ć -2cm

c' =2cm (enrobage)

c : la largeur de l'appui (poteau) = 40

a' = 40-2-2= 36cm

a = min (36cm; 16,2cm) = 16,2cm > 1,57 cm………………condition vérifiée.

Entraînement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

τ_{user}=T/0,9d.µ.n ≤ $\overline{\tau_{user}}$=ψs. ft_{28}

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

T: l'effort tranchant max T=12,57KN

n : nombre des armatures longitudinaux tendus n=3

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

τ_{user} = 12,57 x10^3/0,9x18x3,14x3x10^2 = 0,82 Mpa

$\overline{\tau_{user}}$ =1,5 x 2,1 = 3,15Mpa

τ_{user} = 0,82 Mpa ≤ $\overline{\tau_{user}}$ = 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_s.

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

$\tau_s = 0,6\ \psi_s^2.f_{t28} = 0,6\ (1,5)^2.2,1 = 2,83$ MPa.

La longueur de scellement droit L_s = ø f_e /4τ_s.

ϕ : Diamètre d'une barre égale 1cm

L_s = 1.400 /4.2, 83 =35,33 cm.

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre b = 35cm

Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que

r = 5,5ø = 5,5.1 = 5,5 cm.

-Vérification de la flèche :

D'après BAEL 91 modifiée 99, il faut que les conditions qui suivantes soient vérifiées :

Avec f_{adm}= Lmax/500 ou Lmax : la portée maximal

Dans notre cas, on a : Lmax= 4,10m

$f_{adm} = \frac{410}{500} = 0,82m$

$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15\ A_{ut}\ (\frac{h}{2} - d')^2$ d'=0,1h

$I_0 = \frac{0,65.0,20^3}{12} + 15.3,39(\frac{0,20}{2} - 0,020)^2$ d'=0,1h

$I_0 = 3,26.10^{-1}\ m^4$

$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 d} = \frac{3,39.10^{-4}}{0,12.0,18} = 0,015$

$\lambda_i = \frac{0,05 ft_{28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0,05.2,1}{(2+3\frac{0,12}{0,65})0,015} = 3,13$

$U^* = 1 - \frac{1,75 ft28}{(4\rho\ 6st)+ft28} = 0,818$

$IF_i = \frac{1,1 I_0}{(1+\lambda i\ U^*)} = \frac{1,1.3,26.10^{-1}}{(1+3,13.0,818)} = 0,100\ m^4$

$f = \frac{M_{st}.L^2}{10 E_i.I_{Fi}} = \frac{9,71.10^{-3}.4,10^2}{10.\ 32164,2.0,1} = 5,07.10^{-6}\ m$

Avec :E_i= 11000(f_{c28})$^{1/3}$ =32164,2MPa

Donc : f =5,07.10^{-3} cm ≤ f_{adm}=0,86cm…………………………………… condition vérifiée

3.3.2- Plancher terrasse:

Pour le calcul de ferraillage on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$\text{E.L.U} \begin{cases} \text{Mtravée}_{max} = 5,05 \text{ KN.m} \\ \text{Ma}_{max} = 10,10 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 14,03 \text{ KN} \end{cases}$$

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

❖ **En travée (armatures inférieurs)** :

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure

On calcule le moment équilibre par la table « Mt »

$Mt=bh_0fbc(d-h_0/2)=65x4x14,17(18-4/2)x10^{-3}=58,95KN.m$

Mtmax=5,05KN.m<58,95KN.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 (bxht)= (65 x20) cm² soumise à Mtmax=5,05KN.m

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc}.d^2.b} = \frac{5{,}05.10^3}{14{,}17.(18)^2.65} = 0{,}017 \prec \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A's = 0$$

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

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

$$As = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{5{,}05.10^3}{0{,}991.18.348} = 0{,}81\,cm^2$$

Condition de non fragilité :
En Travée :

$Ast_{min} \geq 0{,}23.b.d.\ \frac{ft28}{fe}$

$Ast_{min} \geq 0{,}23.65.18.\ \frac{2{,}1}{400} = 1{,}41\ cm^2$

Donc: As_{cal}=0,81cm²> A_{min}=1,41 cm²..............condition non vérifiée.

La section adopté est Ast_{min} =1,41cm²

Le choix: **3T10=2,36 cm²**.

❖ **sur appuis (armatures supérieures) intermédiaire:**

la section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b_0 xh)=(12x20)cm²

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc}.d^2.b_0} = \frac{10{,}10.10^3}{14{,}17.(18)^2.12} = 0{,}180 \prec \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0{,}180 \xrightarrow{Tableau} \beta = 0{,}900$$

$$As = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{10{,}10.10^3}{0{,}900.18.348} = 1{,}79\ cm^2$$

Condition de non fragilité :

$Ast_{min} \geq 0{,}23.b_0.d.\ \frac{ft28}{fe}$

$Ast_{min} \geq 0{,}23.12.18\ \frac{2{,}1}{400} = 0{,}26\ cm^2$

Donc: As_{cal}=1,79cm²> A_{min} =0,26 cm² ....condition vérifiée

Le choix: 2T12 =2,26 cm².

3.3.2.2- Vérification des contraintes à L.E.S :

M_{ser}=3,69 KN.m

$$\alpha \leq \frac{\gamma_{-1}}{2} + \frac{fc_{28}}{100} \quad \text{avec :} \quad \gamma = \frac{Mu}{Mser}$$

sur travée :

M_{ser} = 3,69 KN.m

M_u = 5,05 KN.m

α = 0,0227

$$\gamma = \frac{5{,}05}{3{,}69} = 1{,}36$$

$$\alpha \leq \frac{1{,}36 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$ α ≤0,43……………………………………………condition vérifiée

sur appuis :

M_{ser} = 7,20 KN.m

M_u = 10,10 KN.m

α = 0,2500

$$\gamma = \frac{10{,}10}{7{,}20} = 1{,}40$$

$$\alpha \leq \frac{1{,}40 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$ α ≤0,45……………………………………………condition vérifiée

il y n'est pas nécessaire de vérifiée les contraintes

Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal :

T_{max}=14,03 KN.

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0.d} = \frac{14{,}03.10^{-3}}{0{,}12.0{,}18} = 0{,}65MPa$$

Fissuration préjudiciable :

$\bar{\tau}_u = \left\{ \min 0,15 \left(\frac{fcj}{\gamma_b}\right) ; 4 \text{ MPa} \right\}$

τ_u =0,65 MPa< $\bar{\tau}_u$ = 2,5MPa………………condition vérifiée

-Les armatures transversales At:

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

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

$on\ adopte : \quad \Phi_t = 6mm.$

-Calcul des espacements :

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

La section des armatures transversales :

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

k=1 (fissuration préjudiciable)

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

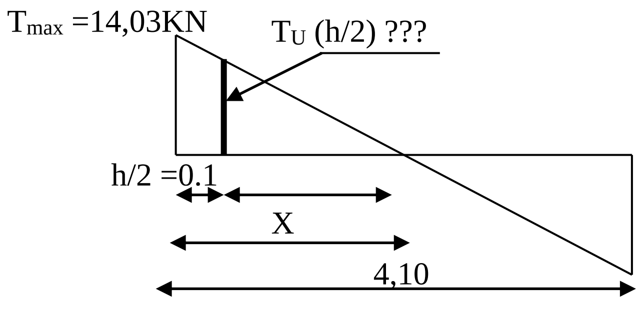
α=90° $\Rightarrow$ sinα +cos α = 1 ; fe=235 Mpa ; γ_s=1,15

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

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

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

- On calcul la distance"X":



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

X=4,10/2+(5,10-10,10)/6,48.4,10 =1,86 m

h/2=0,2/2=0,1m

X-(h/2)=1,86 -0,1=1,76 m

Donc: T_u(h/2)=14,03.1,76/1,86=13,28 KN

T_u (h/2)= 13,28 KN

D'où: τ_u(h/2)= (13,28.10^{-3})/(0,12.0,18)=0,61 MPa

τ_u (h/2)= 0,61 MPa

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{s_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0{,}61 - 0{,}3.1.2{,}1).12}{0{,}9.1.\frac{235}{1{,}15}} = 1{,}3.10^{-3}\, cm ....(1)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max\left(\frac{0{,}61}{2}\ Mpa; 0{,}4\ Mpa\right) = 0{,}4\ Mpa$$

$$\left(\frac{At}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0{,}4 \times b_0}{fe} = \frac{0{,}4 \times 12}{235} = 0{,}020\ cm ....(2)$$

En prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\frac{At}{S_t}\right) \geq 0{,}020\ cm$, on prend S_t = 15 cm

$\Rightarrow$ At ≥ 0,02.15=0,306 cm² $\Rightarrow \begin{cases} 2\phi\ 6 = 0{,}56\ cm^2/ml \\ S_t = 15\ cm \end{cases}$

-Zone nodale :

St ≤ min (10Φ_L,; 15cm)

St ≤ 10cm

-Zone courante:

St ≤15cm

St=15cm

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

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :.

T_u = 14,03 KN

M_{appui} = 10,10 KN.m

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{10{,}10}{0{,}9.18.10^{-2}} = 62{,}35KN > T_u = 14{,}03KN$$

Les armatures longitudinal inférieur ne sont pas soumises à un effort de traction.

-Compression de la bille 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 vérifier que :

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

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

$$\Rightarrow a \geq \frac{2.14{,}03.1{,}5}{0{,}8.12.25.10} = 0{,}018m = 1{,}80 \text{ cm}$$

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

a = min (31cm; 16,2cm) = 16,2 cm> 1,80 cm………………condition vérifiée.

Entraînement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

τ_{user}=T/0,9d.μ.n ≤ $\bar{\tau}_{user}$=ψs. ft_{28}

τ_{user}=14,03 x10^3/0,9x18x3x31,4x10=0,91 Mpa

$\bar{\tau}_{user}$=1,5x2,1=3,15Mpa

τ_{user}=0,91 Mpa ≤ $\bar{\tau}_{user}$=3,15 Mpa……………condition vérifiée

-Ancrage des armatures tendues :

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

$\tau_s = 0{,}6\ \psi_s^2.f_{t28} = 0{,}6.\ (1{,}5)^2.2{,}1 = 2{,}83$ MPa.

La longueur de scellement droit L_s = ø f_e /4τ_s.

L_s = 1.400 /4.2, 83 =35,33 cm.

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre b = 35cm

Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que

r = 5,5ø = 5,5.1 =5,5 cm.

-Vérification de la flèche :

D'après BAEL 91 modifiée 99, il faut que les conditions qui suivantes soient vérifiées :

Avec f_{adm}= Lmax/500 ou Lmax : la portée maximal

Dans notre cas, on a : Lmax= 4,10m

$f_{adm} = \frac{410}{500} = 0,82m$

$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15\,A_{ut}\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$ d'=0,1h

$I_0 = \frac{0,65.0,20^3}{12} + 15.3,39\left(\frac{0,20}{2} - 0,020\right)^2$ d'=0,1h

$I_0 = 3,26.10^{-1}\ m^4$

$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 d} = \frac{3,39.10^{-4}}{0,12.0,18} = 0,015$

$\lambda_i = \frac{0,05 ft_{28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0,05.2,1}{(2+3\frac{0,12}{0,65})0,015} = 3,13$

$U^* = 1 - \frac{1,75 ft28}{(4\rho\ 6st) + ft28} = 0,818$

$IF_i = \frac{1,1 I_0}{(1+\lambda i\ U^*)} = \frac{1,1.3,26.10^{-1}}{(1+3,13.0,818)} = 0,100\ m^4$

$f = \frac{M_{st}.L^2}{10E_i.I_{Fi}} = \frac{9,71\ .10^{-3}.4,10^2}{10.\ 32164,2.0,1} = 5,07.10^{-6}\ m$

Avec :E_i= 11000(f_{c28})$^{1/3}$ =32164,2MPa

Donc : f =5,07.10^{-3} cm ≤ f_{adm}=0,86cm…………………………………… condition vérifiée

3.4- Calcul le ferraillage de la dalle de compression :

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

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

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

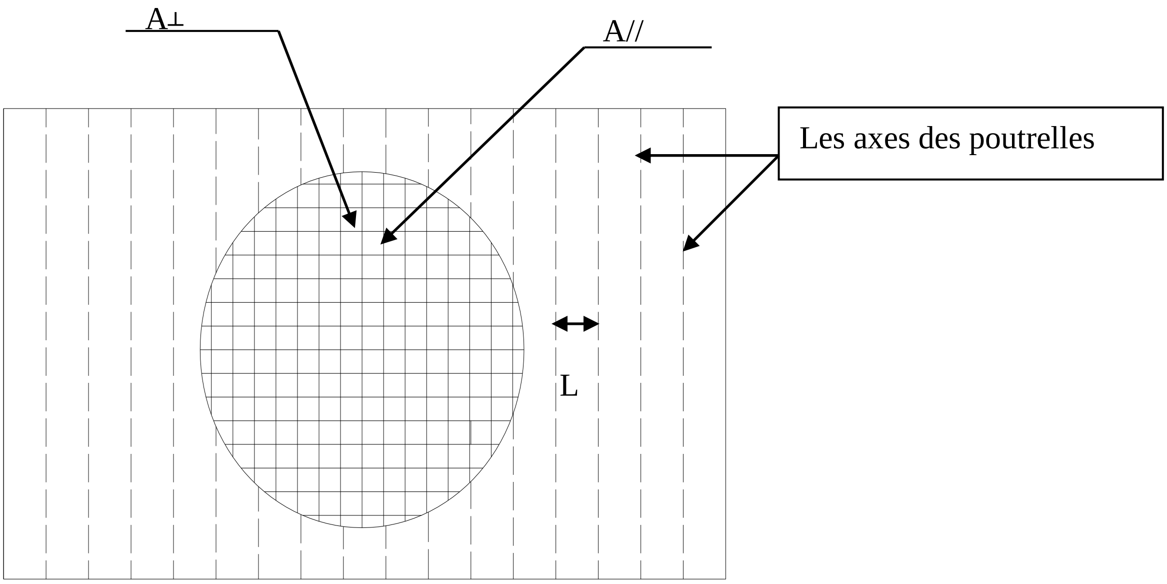


Figure.3.6- Ferraillage de la dalle de compression.

- 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 = 225 Mpa

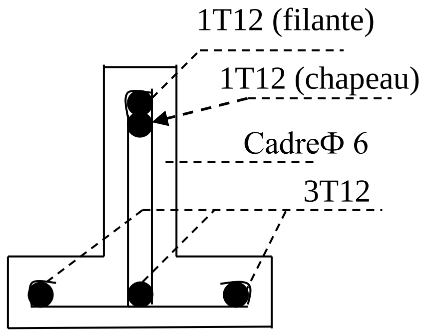
50cm $\leq$ l = 65 cm $\leq$ 80 cm $\rightarrow$ $A\perp \geq$ 4x65/225 = 1,15 cm²/ml

On prend $A\perp = 5\phi 6$ =1,41 cm²/ml

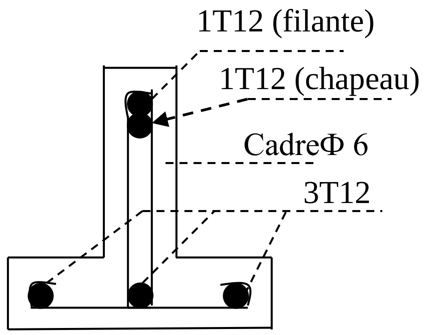
$A_{//} \geq$ 1,41/2=0,71 cm²/ml on prend $A_{//}=3\phi 6$=0,85 cm²/m

On prend un quadrillage de section TSϕ6 avec un espacement de 15 cm

Dessin de ferraillage des poutrelles



R.D.C..9eme étage



Terrasse

Figure.3.7- Dessin ferraillage des poutrelles.