

# Chapitre III: Etude des planchers

### III. Introduction :

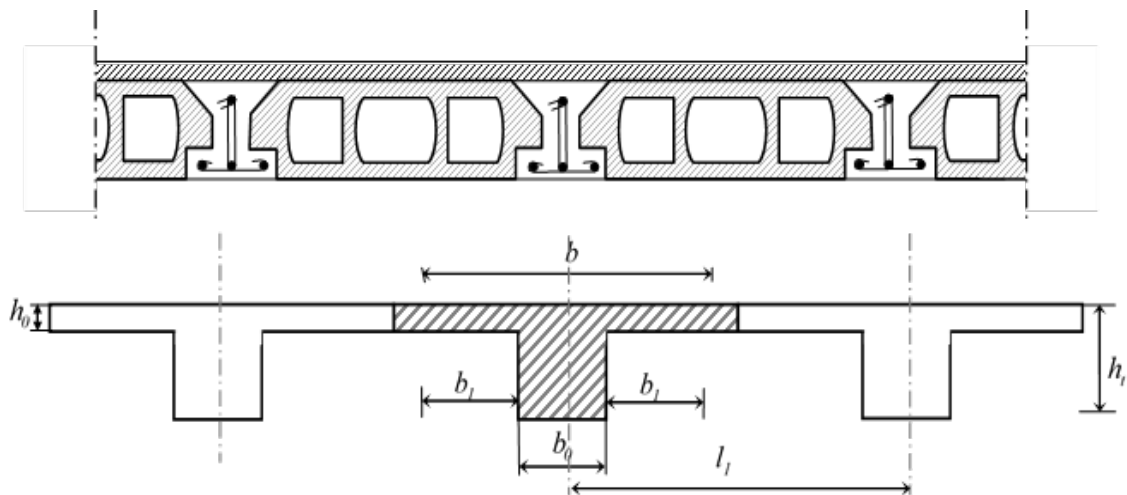
Les planchers sont des surfaces planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent principalement deux fonctions :

La résistance : ils doivent supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitations appliquées sur eux ;

L'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

La structure étudiée a un seul type de planchers :

Planchers à corps creux : qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton ; les poutrelles sont des poutres de section en T et disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.



**Figure III.1 : Schéma d'un plancher à corps creux**

D'après le pré dimensionnement déjà fait on a un plancher à corps creux de 20 cm de hauteur dont :

Hauteur du corps creux = 16 cm

Épaisseur de la dalle de compression = 4 cm

### III.1- Calcul du plancher à corps creux :

#### III.1.1- Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont disposées perpendiculairement au sens porteur et espacées de 65 cm et sur lesquelles viennent s'appuyer l'hourdis sachant que :

- Hauteur du plancher :  $h_t = 20 \text{ cm}$
- Épaisseur de la nervure :  $h_0 = 4 \text{ cm}$
- Largeur de la nervure :  $b_0 = 12 \text{ cm}$

Le calcul des poutrelles se fait en 2 phases (avant et après le coulage de la dalle de compression).

### III.1.1.1- Calcul de la largeur de poutrelle (b) :

Le calcul de la largeur (b) se fait à partir de la condition suivante :  $b = 2b_1 + b_0$  (1)

On a :  $L = 5,32 \text{ m}$  ;  $l_1 = 0,65 \text{ m}$

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \min \left( b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} ; b_1 \leq \frac{L}{10} ; 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \right)$$

$$= \min(b_1 \leq 26,5 \text{ cm} ; b_1 \leq 53,2 \text{ cm} ; 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm})$$

On prend :  $b_1 = 26,5 \text{ cm}$  et d'après (1) on a :  $b = 65 \text{ cm}$

Après durcissement du béton, la poutrelle forme un corps creux monolithe et continu avec la table de compression, elle sera donc sur des appuis continus et elle forme un système hyperstatique.

**Tableaux III.1 : Combinaison des charges**

Unité	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	$q_u$ (KN/ml)	$q_s$ (KN/ml)
Plancher étage courant	5,06	1,50	5,90	4,26

### III.1.1.2-Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le B.A.E.L 91/99 propose une méthode simplifiée dite « méthode forfaitaire » pour le calcul des moments fléchissant et efforts tranchants concernant les planchers des étages courant, pour le plancher terrasse on utilisera la méthode des trois moments car il ne vérifié pas l'une des 4 conditions et pour le plancher haut du premier étage, la méthode de Caquot est utilisée.

#### III.1.1.2.1-Méthode forfaitaire :

Cette méthode s'applique quand les conditions suivantes sont vérifiées :

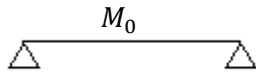
- La surcharge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire  $Q \leq \max(2G ; 5kN/m^2)$  ;
- Les moments d'inertie sont les même dans les différentes travées ;
- Les portés successifs des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

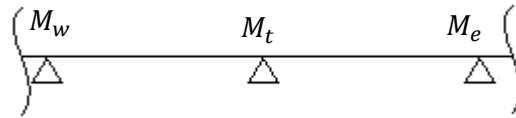
- Fissuration considérée comme non préjudiciable.

a) Principe de calcul des moments :

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



Travée isostatique



Travée hyperstatique

Avec :

$M_0$  : Moment max de la travée indépendante ;

$M_t$  : Moment max de la travée étudiée ;

$M_w$  : Moment sur l'appui gauche de la travée ;

$M_e$  : Moment sur l'appui droit de la travée.

$\alpha$  : Le rapport des charges d'exploitation  $Q$  à la somme des charges permanentes  $G$  et les surcharge d'exploitation  $Q$  :  $\alpha = \frac{G}{G+Q}$

Les valeurs  $M_t, M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes :

- Travée de rive :

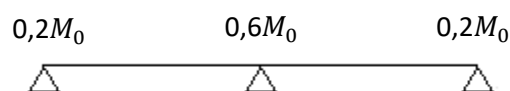
$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

- Travée intermédiaire :

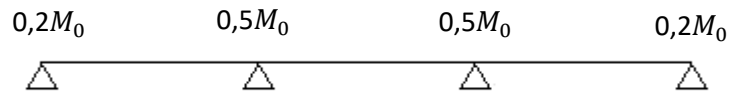
$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

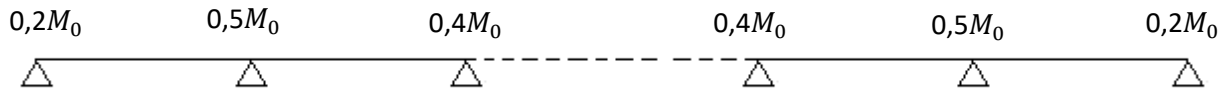
1. Cas de 2 travées :



2. Cas de 3 travées :



3. Cas de plus de 3 travées :



❖ Principe de calcul de l'effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

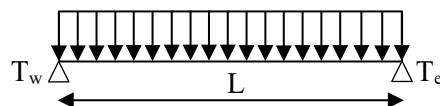
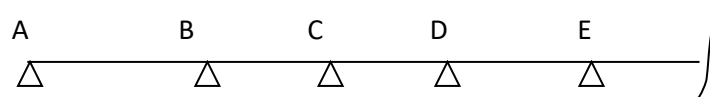


Figure III.2 : Schéma explicatifs

❖ La méthode forfaitaire modifiée :

Cette méthode est applicable, si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre 0,8 et 1,25. Selon les travées, on distingue deux cas :

Cas ou la travée comprise entre deux grandes travées :



Il suffit de porter sur l'appui (B) la petite des valeurs admissibles pour le moment sur appuis, soit dans le cas de la figure ci-dessus.  $0,5M_0$  ( $M_0$  correspond à la travée (AB) puis de portée sur l'appui (C) à la petite des valeurs admissibles, c'est-à-dire dans le cas traité  $0,4M_0$  ( $M_0$  correspond au moment isostatique maximal de travée (CD)).

Ayant obtenu la ligne de fermeture des moments sur appuis entre B et C, on devra porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de la travée (BC)



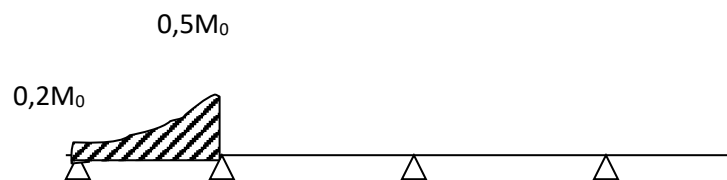
Les appuis B et C devront avoir une section correspondante au moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus) qui peut être déterminée par la formule suivante :

$$M_x = \frac{Q_x(L_{bc} - x)}{2} + M_b \left(1 - \frac{x}{L_{bc}}\right) - M_c \left(\frac{x}{L_{bc}}\right) ; x = \frac{L_{bc}}{2} + \frac{M_b - M_c}{Q \times L_{bc}}$$

Les moments en travées des poutrelles (AB) et (BC) sont calculés par la méthode forfaitaire.

La travée (BC) sera armée à la partie inférieure par un moment correspondant à  $0,5M_0$   
 $M_0$  : Le moment isostatique maximal de la travée (BC).

- cas d'une travée de rive :

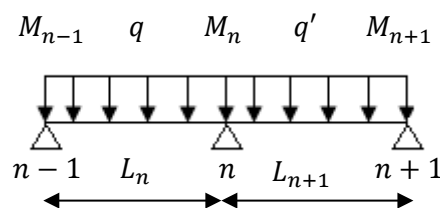


Il suffit de porter sur l'appuis (A) la valeur du moment admissible tenu de l'encastrement possible, en (B) ou devra porter la valeur du moment admissible, c'est-à-dire  $0,6M_0(BC)$  s'il y a que deux travées ou  $0,5 M_0(BC)$  s'il existe plus de deux travées, il est alors possible de tracer la ligne de fermeture AB puis de porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de (AB) les prévus en A devront avoir une section correspondante en moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus).

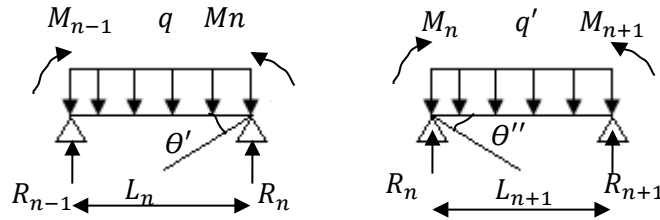
Comme précédemment les armatures inférieures de la travée (AB) devront correspondre au moment  $0,5M_0(BC)$  si la poutrelle est à plus de deux travées et  $0,6 M_0 (AB)$  s'il n'y a que deux travées.

### III.1.1.2.2-Méthode des trois moments :

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis.



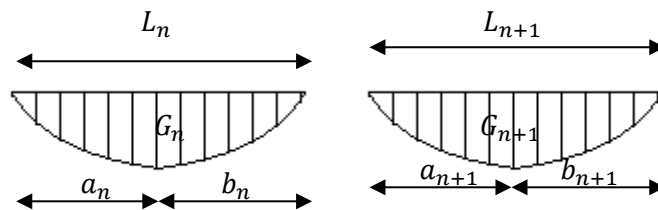
En isolant deux travées adjacentes de notre poutre, qui sont chargées d'une manière quelconque ; On a un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur la déformation du système.



Avec :

$M_{n-1}, M_n$  et  $M_{n+1}$  : Les moments de flexion aux appuis (n-1), (n) et (n+1), Ils supposés positifs.  
 Suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité on a :  $\theta' = \theta''$ .

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



$G_n$  et  $G_{n+1}$  : Les centres de gravité des aires des diagrammes des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1}$  et  $b_{n+1}$  : Les longueurs de part et d'autre du centre de gravité.

$S_n$  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 :

$$\theta' = \frac{S_n \times a_n}{L_n \times EI} + \frac{M_{n-1} \times L_n}{6EI} + \frac{M_n \times L_n}{3EI} \text{ et } \theta'' = \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1} \times EI} + \frac{M_n \times L_{n+1}}{3EI} + \frac{M_{n+1} \times L_{n+1}}{6EI}$$

$$\begin{aligned} \theta' = \theta'' &\Leftrightarrow (M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) \\ &= -6 \left[ \frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \end{aligned}$$

Cette équation est appelée « équation de Clapeyron », le théorème des trois moments est applicable à tous types de chargements.

**III.2.1- Calcul des poutrelles des planchers des étages courants :****II.2.1.1-Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

1. La surcharge d'exploitation :

Plancher étage courant :  $G = 5,06 \text{ kN/m}^2$  ;  $Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$

$Q = 1,50 \text{ kN/m}^2 < 2G = 10,12 \text{ kN/m}^2$  ; Condition vérifiée.

2. Poutres à inerties transversales constantes ; Condition vérifiée.

3.  $\frac{l_i}{l_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$  ;  $\frac{1,8}{2,88} = 0,62$  ; Condition non vérifiée.

4. Fissuration non préjudiciable :

La méthode forfaitaire modifiée est applicable sur le plancher d'étage courant.

**II.2.1.2-Les types des poutrelles :**

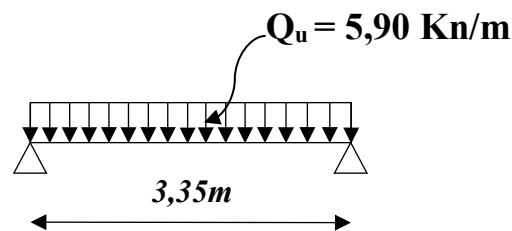
Avant de définir les types des poutrelles, on doit déterminer les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher d'étage courant :

$$\begin{cases} G = 5,06 \times 0,65 = 3,29 \text{ kN/m} \\ Q = 1,50 \times 0,65 = 0,97 \text{ kN/m} \end{cases} \quad \text{Donc :} \quad \begin{cases} Q_u = 5,90 \text{ kN/m} \\ Q_{ser} = 4,26 \text{ kN/m} \end{cases}$$

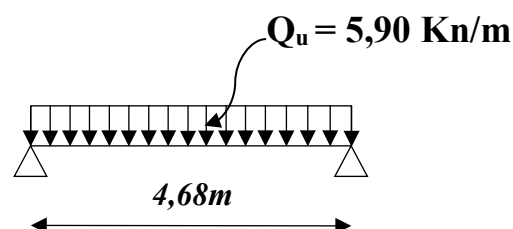
$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,50}{1,50 + 5,06} = 0,23$$

Notre construction comporte 8 types des poutrelles :

Type 01 :

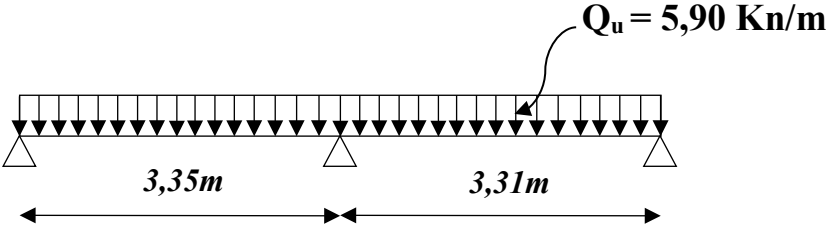


Type 02 :

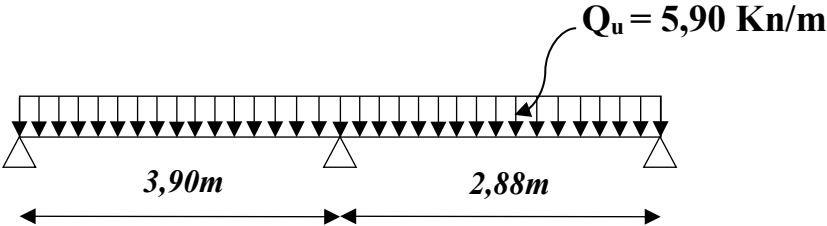




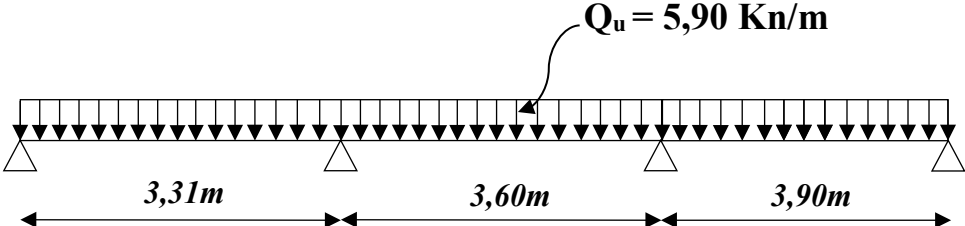
Type 03 :



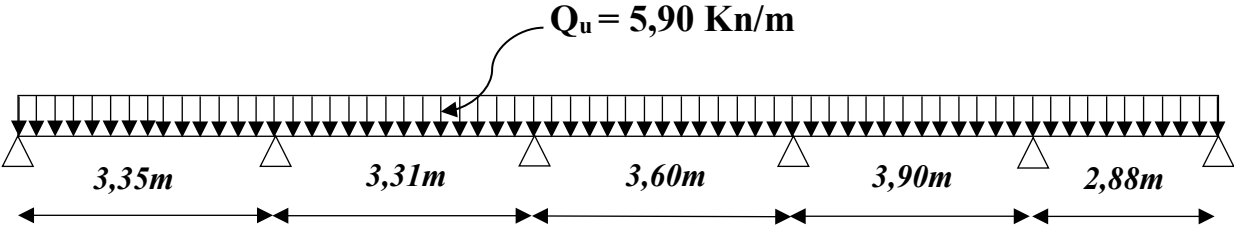
Type 04 :



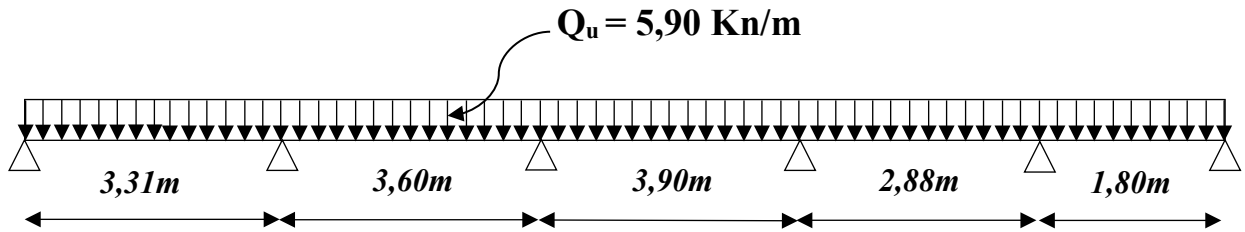
Type 05 :



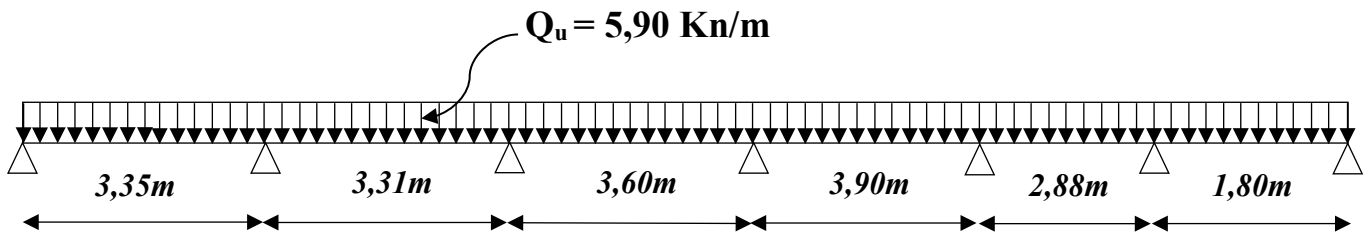
Type 06 :



Type 07 :



Type 08 :



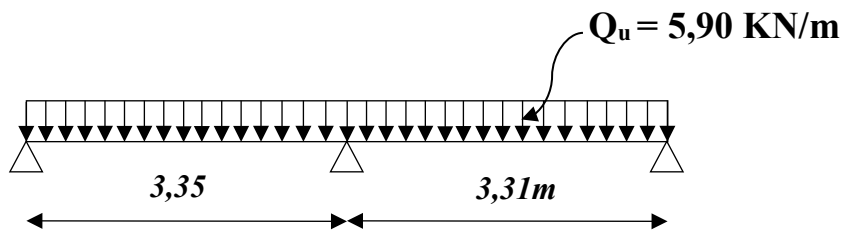
**III.2.2-Calcul des sollicitations :**

**III.2.2.1- Exemple de Calcul (Plancher Etage Courant) :**

Type 03 :

-Les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées

- **Moment Isostatique:**



$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \begin{cases} M_{0AB} = \frac{5,90 \times 3,35^2}{8} = 8,28 \text{ kN.m} \\ M_{0BC} = \frac{5,90 \times 3,31^2}{8} = 8,08 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **Moment sur appuis:**

$$M_A = 0,2M_{0AB} = 0,2 \times 8,28 = 1,66 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0,6 \max(M_{0AB}, M_{0BC}) = 0,6 \times 8,28 = 4,97 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,2M_{0BC} = 0,2 \times 8,08 = 1,62 \text{ kN.m}$$

- **Moment en travée :**

Travée (AB)

$$M_t \geq \max \begin{cases} (1,07 \times 8,28) - \frac{1,66+4,97}{2} = 5,55 \text{ KN.m} \\ \left(\frac{1,27}{2}\right) \times 8,28 = 5,25 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{On prend } M_t = 5,55 \text{ KN.m}$$

Travée (BC)

$$M_t \geq \max \begin{cases} (1,07 \times 8,08) - \frac{5,26+1,71}{2} = 5,35 \text{ KN.m} \\ \left(\frac{1,27}{2}\right) \times 8,08 = 5,13 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{On prend } M_t = 5,35 \text{ KN.m}$$

• **L'effort tranchant :**

Travée (AB)

$$\begin{cases} T_w = \frac{1,66 - 4,97}{3,35} + \frac{5,90 \times 3,35}{2} = 8,90 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{4,97 - 1,62}{3,35} - \frac{5,90 \times 3,35}{2} = -10,88 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (BC)

$$\begin{cases} T_w = \frac{1,66 - 4,97}{3,31} + \frac{5,90 \times 3,31}{2} = 10,78 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{4,97 - 1,62}{3,31} - \frac{5,90 \times 3,31}{2} = -8,76 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Diagramme des moments fléchissant et L'effort tranchant :**

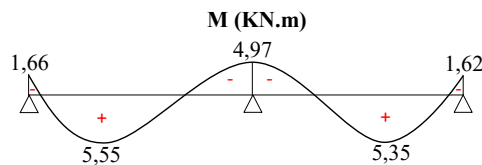


Figure III.3: Diagramme des moments fléchissant

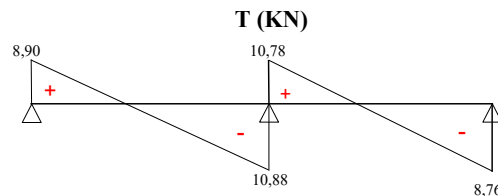


Figure III.4: Diagramme d'effort tranchant

**III.2.2.2 Tableau Récapitulatif Des Résultats Obtenus :**

Travée	L (m)	E.L.U (KN.m)	E.L.S (KN.m)
--------	-------	--------------	--------------

Typ			M <sub>0</sub>	M <sub>T</sub>	M <sub>W</sub>	M <sub>E</sub>	T <sub>W</sub>	T <sub>E</sub>	M <sub>0</sub>	M <sub>T</sub>	M <sub>W</sub>	M <sub>E</sub>	
01	A-B	3,35	8,28	7,19	1,66	1,66	9,89	9,89	5,98	5,20	1,20	1,20	
02	A-B	4,68	16,16	14,04	3,23	3,23	13,81	13,81	11,67	10,14	2,33	2,33	
03	A-B	3,35	8,28	5,55	1,66	4,97	8,90	10,88	5,98	4,00	1,20	3,59	
	B-C	3,31	8,08	5,35	4,97	1,62	10,78	8,76	5,84	3,86	3,59	1,17	
04	A-B	3,90	11,22	7,50	2,24	6,73	10,36	12,66	8,11	5,42	1,62	4,86	
	B-C	2,88	Min	4,60	2,81	2,76	2,92	7,03	5,75	3,41	2,08	2,05	0,68
			Max	6,12	3,13	5,07	1,22	9,83	7,17	4,42	2,22	3,75	0,88
05	A-B	3,31	8,08	5,44	1,62	4,78	8,81	10,72	5,84	3,93	1,17	3,45	
	B-C	3,60	9,56	5,11	4,78	5,61	10,39	10,86	6,91	3,69	3,45	4,05	
	C-D	3,90	11,22	8,06	5,61	2,24	10,37	10,65	8,11	5,83	4,05	1,62	
06	A-B	3,35	8,28	5,95	1,66	4,14	9,15	10,63	5,99	4,30	1,20	2,99	
	B-C	3,31	8,08	4,66	4,14	3,82	9,86	9,67	5,84	3,36	2,99	2,76	
	C-D	3,60	9,56	6,06	3,82	4,49	10,44	10,81	6,91	4,38	2,76	3,24	
	D-E	3,90	11,22	6,94	4,49	5,61	11,22	11,80	8,11	5,01	3,24	4,05	
	E-F	2,88	Min	4,60	3,09	1,84	1,20	6,62	6,17	3,41	2,30	1,36	0,86
Max			6,12	3,29	3,38	2,30	8,87	8,13	4,42	2,07	2,50	2,21	
07	A-B	3,31	8,08	5,44	1,62	4,78	8,81	10,72	5,84	3,93	1,17	3,45	
	B-C	3,60	9,56	5,58	4,78	4,49	10,71	10,54	6,91	4,03	3,45	3,24	
	C-D	3,90	11,22	7,50	4,49	4,49	11,51	11,51	8,11	5,42	3,24	3,24	
	D-E	2,88	Min	4,60	3,09	1,84	1,20	6,62	6,17	3,41	2,30	1,36	0,86
			Max	6,12	3,29	3,38	2,30	8,87	8,13	4,42	2,07	2,50	2,21
	E-F	1,80	2,39	1,52	3,06	0,48	6,75	3,88	1,73	1,10	2,21	0,35	
08	A-B	3,35	8,28	5,95	1,66	4,14	9,15	10,63	5,98	4,30	1,20	2,99	
	B-C	3,31	8,08	4,66	4,14	3,82	9,86	9,67	5,84	3,36	2,99	2,76	
	C-D	3,60	9,56	6,06	3,82	4,49	10,44	10,81	6,91	4,38	2,76	3,24	
	D-E	3,90	11,22	7,50	4,49	4,49	11,51	11,51	8,11	5,42	3,24	3,24	
	E-F	2,88	Min	4,60	3,09	1,84	1,20	6,62	6,17	3,41	2,30	1,36	0,86
			Max	6,12	3,29	3,38	2,30	8,87	8,13	4,42	2,07	2,50	2,21
	E-G	1,80	2,39	1,52	3,06	0,48	6,75	3,88	1,73	1,10	2,21	0,35	

Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$E, L, U \begin{cases} M_{t \max} = 14,04 \text{ Kn.m} \\ M_{rive \max} = 3,23 \text{ Kn.m} \\ M_{inter \max} = 6,73 \text{ Kn.m} \\ T_{\max} = 13,81 \text{ Kn} \end{cases}$$

$$E, L, S \begin{cases} M_{t \max} = 10,14 \text{ Kn.m} \\ M_{rive \max} = 2,33 \text{ Kn.m} \\ M_{inter \max} = 4,86 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

### III.2.3-Calcul du ferrailage Des Poutrelles :(à l'ELU) :

Les moments max en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures, de ce fait les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction. Pour le calcul du ferrailage des poutrelles, on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en T comme le montre le schéma suivant :

Donnée :

- Largeur de la poutrelle (table) :  $b = 65$  cm.
- Largeur de la poutrelle (nervure) :  $b_0 = 12$  cm.
- La hauteur de la poutrelle (table) :  $h_0 = 4$  cm.
- La hauteur de la poutrelle (nervure) :  $h_t = 20$  cm.
- Hauteur utile des aciers tendus :  $d = 0,9h_t = 18$  cm.
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e = 400$  Mpa.
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25$  Mpa.
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28} = 2,1$  Mpa.
- Fissuration non préjudiciable (plancher RDC au 6<sup>ème</sup> étage).
- Fissuration très préjudiciable (plancher terrasse).

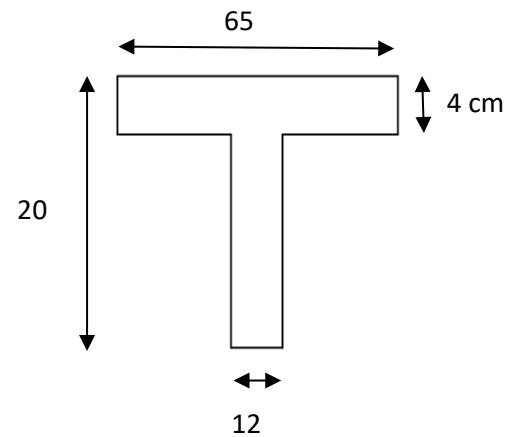


Figure III.5 : section en T

#### III.2.3.1-Plancher étage courant (plancher RDC au 6ème étage) :

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

$$E, L, U \left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 14,04 \text{ Kn.m} \\ M_{rive \max} = 3,23 \text{ Kn.m} \\ M_{inter \max} = 6,73 \text{ Kn.m} \\ T_{\max} = 13,81 \text{ Kn} \end{array} \right.$$

#### III.2.3.2-Calcul Des Armatures Longitudinales à (l'E.L.U) :

❖ En travée :

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 «  $M_T$  »

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left( \frac{d - h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left( \frac{18 - 4}{2} \right) \times 10^{-3} = 25,80 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 14,04 \text{ Kn.m} < M_t = 25,80 \text{ Kn.m}$$

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  $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$  soumise à :

$$M_{t \max} = 14,04 \text{ kN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{14,04 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,047 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,047 \rightarrow \beta = 0,9755 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14,04 \times 10^3}{0,9755 \times 18 \times 348} = 2,29 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (section en T) :**

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left(b \times h_0 \times \left(h_t - \frac{h_0}{2}\right)\right) + \left(b_0 \times (h_t - h_0) \times \left(\frac{h_t - h_0}{2}\right)\right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h_t - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{\left(65 \times 4 \times \left(20 - \frac{4}{2}\right)\right) + \left(12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20-4}{2}\right)\right)}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} = 13,75 \text{ cm}$$

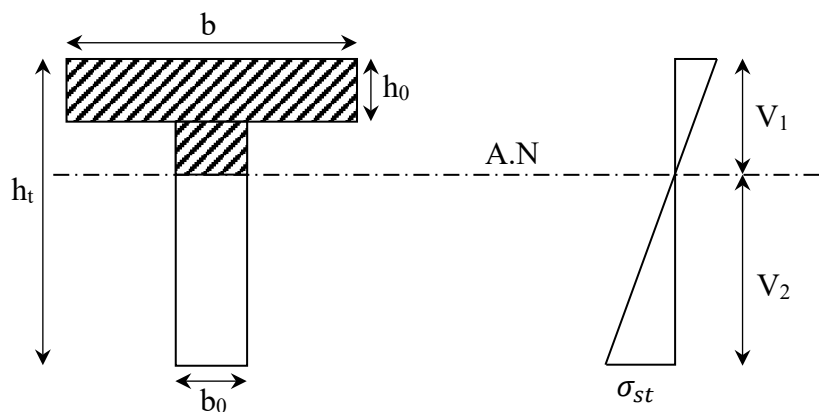


Figure III.6 : Condition de non fragilité (section en T)

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13,75 = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - (b-b_0) \times (V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \times (h_t - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{65 \times (6,25)^3 - ((65 - 12) \times (6,25 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (20 - 6,25)^3}{3}$$

$$I = 15486,91 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 2,29 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,36 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée

On prend : 3T10 ;  $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$

❖ **Sur appui intermédiaire (armatures supérieurs) :**

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6,73 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,122 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,122 \rightarrow \beta = 0,935$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,73 \times 10^3}{0,935 \times 18 \times 348} = 1,15 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité (section en Tê) :**

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 1,15 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée

On prend : 1T10(filante) + 1T10(chapeau) ;  $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

❖ **Sur appui de rive :**

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (12 x 20) cm<sup>2</sup>.

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3,23 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,058 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,058 \rightarrow \beta = 0,970$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,23 \times 10^3}{0,970 \times 18 \times 348} = 0,53 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité (section en Tê) :**

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 0,53 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$  ..... Condition non vérifiée

On prend :  $A_s = 0,80 \text{ cm}^2$

On prend : 1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) ;  $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

**III.2.3.3 -Vérification à l'E.L. S :**

Le moment dans le plancher courant est ( $M_{ser}=10,14 \text{ KN.m}$ )

- **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.

$b=65\text{cm}$ ;  $\eta=15$ ;  $A'=0$ ;  $A=2,36 \text{ cm}^2$ ;  $d=18 \text{ cm}$ ;  $b_0=12\text{cm}$ .

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + \eta(A + A')]y - \left[ (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + \eta dA + \eta A' d' \right] = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 247,4y - 955 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3,55\text{cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A'(y - d')^2 + \eta A_s(d - y)^2$$

$$I = 969,34 + 1,60 + 7391,61$$

$$I = 8362,55 \text{ cm}^4$$

**I. Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10,14 \times 10^3}{8362,55} \times 3,55 = 4,30 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Remarque : pour le cas de fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la

Contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$

**II. Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{\tau}{b_0 \times d} = \frac{13,81 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,639 \text{ MPa}$$

**III. Fissuration non préjudiciable**

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$



$$\tau_u = 0,639 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**IV. Les armatures transversales  $A_t$  :**

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{L_{min}}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35} ; \frac{120}{10} ; 10\right) = 5,71 \text{ mm}$$

On adopte :  $\Phi_t = 5 \text{ mm}$

**V. Calcul des espacements :**

$$\left. \begin{aligned} S_t &\leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ S_t &\leq \min(16,20 ; 40 \text{ cm}) \end{aligned} \right\} \Rightarrow S_t = 16,20 \text{ cm}$$

On Prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

**VI. La section des armatures transversales :**

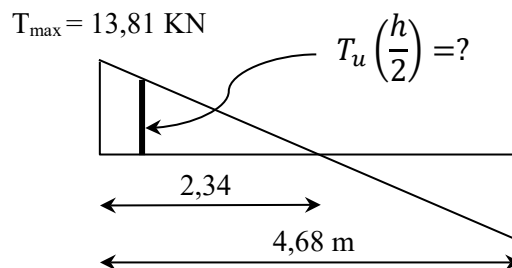
$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) - (0,3k \times f_{tj})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (1)$$

$k=1$  (fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj} = 2,1 \text{ MPa} ; \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 235 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{D'où : } \tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant  $T_u \left(\frac{h}{2}\right)$  par la méthode des triangles semblables.



**Figure III.7 : Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.**

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

On calcul la distance « X » :

Avec :  $T_{\max} = 13,81 \text{ KN}$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{4,68}{2} + \frac{3,23 - 3,23}{5,90 \times 4,68} = 2,34 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,20}{2} = 0,10 \text{ m}$$

$$T_u \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{13,81 \times (4,68 - 0,10)}{4,68} = 13,51 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{13,51 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,180} = 0,625 \text{ MPa}$$

D'après (1) :

$$\left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{cal}} \geq \frac{(0,625 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = -3,26 \times 10^{-4} \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

#### VII. Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right)}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,312 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$\left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{min}} \geq \frac{0,40 \times b_0}{f_e} \Rightarrow \left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{min}} \geq \frac{0,40 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

On prend le max entre (2) et (3)  $\Rightarrow \left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{min}} \geq 0,02 \text{ cm}$

On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

On trouve :  $A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

D'après le RPA 99 (version 2003)

#### ❖ Espacement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_l ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 5 \text{ cm}$$

#### ❖ Espacement dans la zone courante :

$$S_t \leq 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

#### VIII. Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 13,81 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 6,73 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} = \frac{6,73}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 41,54 \text{ KN}$$

$$F_u = 41,54 \text{ KN} > T_u = 13,81 \text{ KN}$$

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

### IX. Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

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

Où :

a : La longueur d'appui de la bielle.

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de  $45^\circ$  donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 13,81 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,016 \text{ m} = 1,60 \text{ cm}$$

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

a' : La largeur d'appui.

$$a' = c - c' - 2$$

c : La largeur de l'appui du poteau = 45cm.

c' : L'enrobage = 2cm.

$$a' = 45 - 2 - 2 = 41 \text{ cm}$$

$$a = \min(41 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$a = 16,2 \text{ cm} > 1,60 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### X. Entraînement des armatures :

## ❖ Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau_{ser}} = \psi_s \times f_{t28}$$

$\psi_s$  : Coefficient de cisaillement ;  $\psi_s = 1,5$  pour H. A.

T : L'effort tranchant max ; T = 14,85KN.

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3.

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,0 = 3,14$  cm.

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{13,81 \times 10^3}{16,2 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,90 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0,90 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**XI. Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit «  $L_s$  » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre  $\Phi$  pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_s$ .

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

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

Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que :

$$r = 5,5 = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$$

**III.2.3.4- Vérification de la flèche :**

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{423} = 0,047 \geq 0,045 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{20}{423} = 0,047 < \frac{10,14}{15 \times 11,67} = 0,057 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,01 > \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

La 2<sup>ème</sup> et la 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée ; Donc on passe au calcul pratique de la flèche :

On va calculer :

$$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}} \quad ; \quad F_v = \frac{M_v \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_v}}$$

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

$F_v$  : Flèche due aux charges de longue durée d'application.

Avec :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$I_{f_i} = \frac{1,1xI_0}{1 + \lambda_i x \mu_i} \quad ; \quad I_{f_v} = \frac{1,1xI_0}{1 + \lambda_v x \mu_g}$$

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

$I_{f_i}$  : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

$I_{f_v}$  : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée.

➤ **Détermination du centre de gravité :**

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot \left(\frac{h_0}{2} + h - h_0\right) + \left[\frac{(h-h_0) \cdot b_0 \cdot (h-h_0)}{2}\right] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) \cdot b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{(65 \times 4) \times \left(\frac{4}{2} + 20 - 4\right) + \left[\frac{(20-4) \times 12 \times (20-4)}{2}\right] + 15 \times 2,36 \times 2}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 2,36}$$

$$y_G = 12,89 \text{ cm}$$

➤ **Détermination du moment d'inertie :**

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

$$I_g = \frac{65 \times 12,89^3}{3} - \frac{(65 - 12) \times (12,89 - 4)^3}{3} + \frac{12(20 - 12,89)^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (18 - 12,89)^2$$

$$I_g = 36353,03 \text{ cm}^4$$

➤ **Charges prises en comptes :**

- 1) Charge avant mise de revêtement :  $\mathbf{J} = 2,8 \times 0,65 = \mathbf{1,82 \text{ KN/m}}$ .
- 2) Charge après mise de revêtement :  $\mathbf{G} = 5,06 \times 0,65 = \mathbf{3,289 \text{ KN/m}}$ .
- 3) Charge totale à l'E.L.S :  $\mathbf{P} = (\mathbf{G+Q}) : \mathbf{P} = (5,06+1,5) \times 0,65 = \mathbf{4.264 \text{ KN/m}}$ .

➤ **Calcul des moments correspondants :**

$$M_j = \frac{0,85 \cdot J \cdot L^2}{8} = \frac{0,85 \times 1,82 \times (4,68)^2}{8} = 4,23 \text{ KN.m}$$

$$M_G = \frac{0,85 \cdot G \cdot L^2}{8} = \frac{0,85 \times 3,289 \times (4,68)^2}{8} = 7,65 \text{ KN.m}$$

$$M_P = \frac{0,85 \cdot P \cdot L^2}{8} = \frac{0,85 \times 4,264 \times (4,68)^2}{8} = 9,92 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A_s \cdot Z} = \frac{4,23 \times 10^3}{2,36 \times 0,9 \times 18} = 110,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sG} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{7,65 \times 10^3}{2,36 \times 0,9 \times 18} = 200,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sP} = \frac{M_P}{A_s \cdot Z} = \frac{9,92 \times 10^3}{2,36 \times 0,9 \times 18} = 259,47 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul des coefficients  $f$  ;  $\lambda_i$  ;  $\lambda_v$  :**

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,01$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot f} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,01} = 4,11$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 4,11 = 1,644$$

➤ **Calcul des coefficients ( $\mu_i$ ) :**

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$\begin{cases} \mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,01 \times 110,64) + 2,1} = 0,44 \\ \mu_G = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,01 \times 200,09) + 2,1} = 0,63 \\ \mu_P = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,01 \times 259,47) + 2,1} = 0,70 \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments d'inertie après fissuration :**

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_i} ; I_0 = I_G = 36353,03 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fj} = \frac{1,1 \times 36353,03}{1 + 4,11 \times 0,44} = 14238,83 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fG} = \frac{1,1 \times 36353,03}{1 + 4,11 \times 0,63} = 11140,98 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fP} = \frac{1,1 \times 36353,03}{1 + 4,11 \times 0,70} = 10314,24 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 36353,03}{1 + 1,644 \times 0,63} = 19643,33 \text{ cm}^4.$$

➤ **Calcul des valeurs de la flèche correspondantes :**

$$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}}$$

$$F_{ij} = \frac{4,23 \times (4,68)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 14238,83} = 0,20 \text{ cm}$$

$$F_{iG} = \frac{7,65 \times (4,68)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 11140,98} = 0,47 \text{ cm}$$

$$F_{iP} = \frac{9,92 \times (4,68)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 10314,24} = 0,65 \text{ cm}$$

$$F_{vg} = \frac{7,65 \times (4,68)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,86 \times 19643,33} = 0,78 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = F_{vg} - F_{ij} + F_{iP} - F_{iG}$$

$$F_{\text{total}} = 0,78 - 0,20 + 0,65 - 0,47$$

$$F_{\text{total}} = 0,76 \text{ cm}$$

$$F_{\text{adm}} = \frac{L}{500} = \frac{468}{500} = 0,936 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = 0,76 \text{ cm} < F_{\text{adm}} = 0,936 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

III.2.3.5-Dessin de ferrailage des poutrelles :

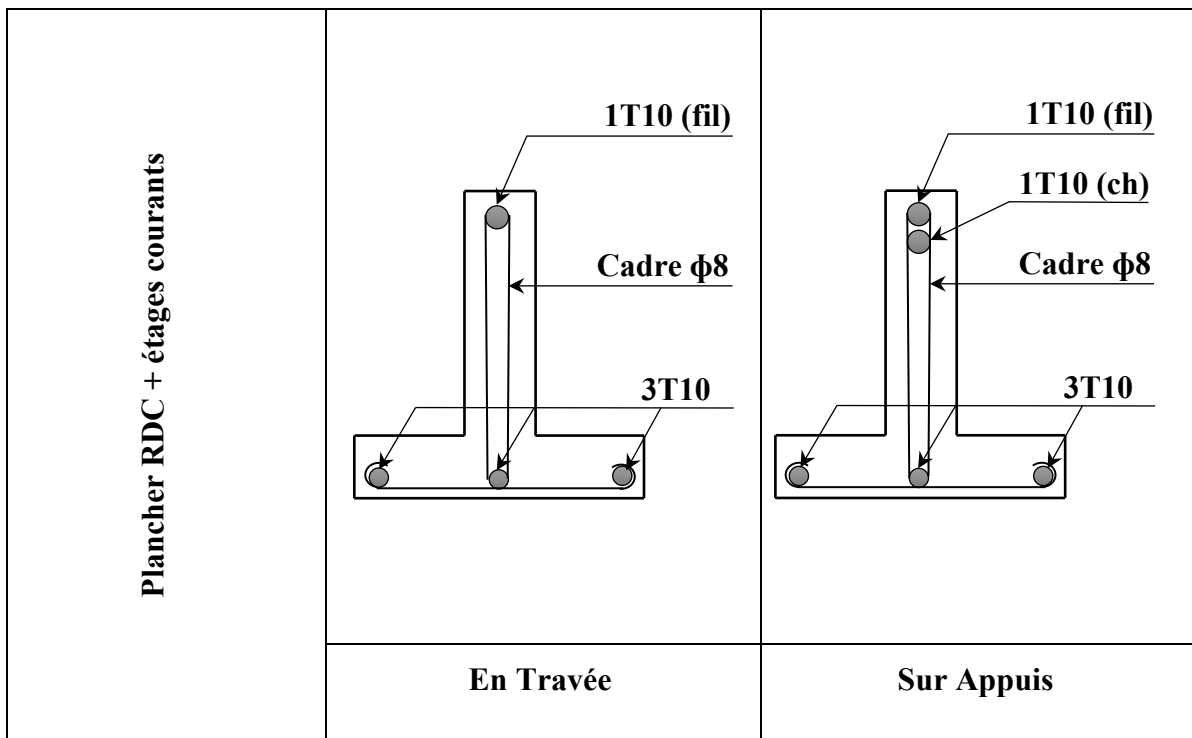


Figure III.8 : Dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants et RDC

III.3- Calcul des poutrelles du plancher terrasse :

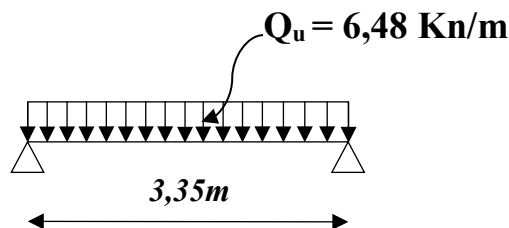
III.3.1-Les types de poutrelles :

Avant de définir les types de poutrelles, on doit déterminer les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 6,28 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 1,00 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Q_u = 9,97 \times 0,65 = 6,48 \text{ kN/m}^2 \\ Q_{ser} = 7,28 \times 0,65 = 4,73 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

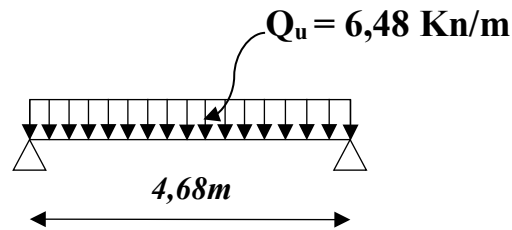
Notre plancher terrasse comporte 5 types de poutrelles :

Type 01 :

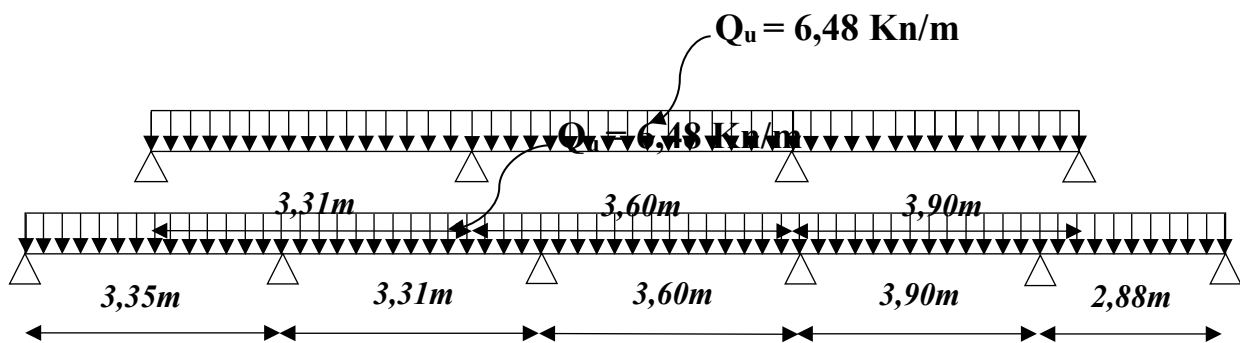


Type 02 :



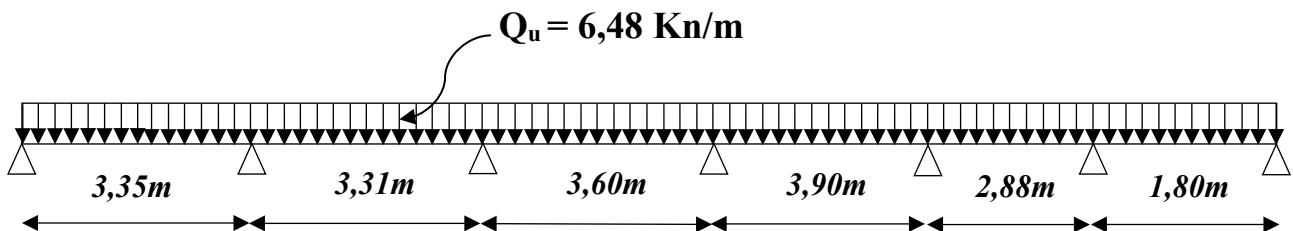


Type 03 :



Type 04 :

Type 05 :



### III.3.2-Méthode de calcul :

Vu que la 3ème condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d. la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), donc on utilise RDM6 pour le calcul des poutrelles.

### III.3.3-Calcul de ferrailage des poutrelles (à l'ELU) :

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales acquise du RDM6 :

$$E, L, U \left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 14,41 \text{ Kn.m} \\ M_{a \text{ rive } \max} = 3,55 \text{ Kn.m} \\ M_{a \text{ inter } \max} = 8,13 \text{ Kn.m} \\ T_{\max} = 15,18 \text{ Kn} \end{array} \right.$$

$$E, L, S \left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 10,36 \text{ Kn.m} \\ M_{a \text{ rive } \max} = 2,59 \text{ Kn.m} \\ M_{a \text{ inter } \max} = 5,53 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

### III.3.3.1-Calcul des Armatures longitudinales (à l'ELU) :

❖ En travée :

On doit calculer le moment d'équilibre de la table  $M_t$ , pour déterminer la position de l'axe neutre.

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left( \frac{d - h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left( \frac{18 - 4}{2} \right) \times 10^{-3} = 25,78 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 14,41 \text{ kN.m} < M_t = 25,78 \text{ kN.m}$$

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  $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$  soumise à :

$$M_{t \max} = 14,41 \text{ kN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{14,41 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,17} = 0,048 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,048 \rightarrow \beta = 0,975 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14,41 \times 10^3}{0,975 \times 18 \times 348} = 2,35 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left( b \times h_0 \times \left( h_t - \frac{h_0}{2} \right) \right) + \left( b_0 \times (h_t - h_0) \times \left( \frac{h_t - h_0}{2} \right) \right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h_t - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{\left( 65 \times 4 \times \left( 20 - \frac{4}{2} \right) \right) + \left( 12 \times (20 - 4) \times \left( \frac{20 - 4}{2} \right) \right)}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} = 13,75 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13,75 = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - (b-b_0) \times (V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \times (h_t - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{65 \times (6,25)^3 - ((65 - 12) \times (6,25 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (20 - 6,25)^3}{3}$$

$$I = 15486,91 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,36 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée

On prend : 3T12 ;  $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

❖ **Sur appui intermédiaire (armatures supérieurs) :**

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8,13 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,147 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,147 \rightarrow \beta = 0,920$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,13 \times 10^3}{0,920 \times 18 \times 348} = 1,41 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité (section en T) :**

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 1,41 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée

On prend : 1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) ;  $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

❖ **Sur appui de rive :**

La section calculée est une section rectangulaire de dimension (12 x 20) cm<sup>2</sup>.

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,55 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,064 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,064 \rightarrow \beta = 0,976$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,55 \times 10^3}{0,976 \times 18 \times 348} = 0,58 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité (section en T) :**

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 0,58 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$  ..... Condition non vérifiée

On prend : 1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) ;  $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

### III.3.3.2 -Vérification à l'E.L.S :

Le moment dans le plancher terrasse est ( $M_{ser}=10,36 \text{ Kn.m}$ )

• **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.

$b=65\text{cm}$ ;  $\eta=15$ ;  $A'=0$ ;  $A=3,39\text{ cm}^2$ ;  $d=18\text{ cm}$ ;  $b_0=12\text{cm}$ .

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + \eta(A + A')]y - \left[ (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + \eta dA + \eta A' d' \right] = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 262,85y - 1339,3 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4,61\text{cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A'(y - d')^2 + \eta A_s(d - y)^2$$

$$I = 2122,73 - 4 + 9117$$

$$I = 11235,7\text{ cm}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

- I. **Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10,36 \times 10^3}{11235,7} \times 4,61 = 4,25\text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,25\text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- II. **Contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$  :**

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}(d-y)}{I} = 15 \times 10^3 \times \frac{10,36(18-4,61)}{11235,7} = 185,19\text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{n f_{tj}}\text{ MPa}\right) \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\sigma_{st} = 185,19 < \bar{\sigma}_{st} = 202\text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- III. **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{\tau}{b_0 \times d} = \frac{15,18 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,70\text{ MPa}$$

- IV. **Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$$

$$\tau_\mu = 0,70 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

**V. Les armatures transversales  $A_t$  :**

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{Lmin}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35} ; \frac{120}{10} ; 10\right) = 5,71mm$$

On adopte :  $\Phi_t = 5 mm$

**VI. Calcul des espacements :**

$$\left. \begin{aligned} S_t &\leq \min(0,9d ; 40 cm) \\ S_t &\leq \min(16,20 ; 40 cm) \end{aligned} \right\} \Rightarrow S_t = 16,20cm$$

On Prend:  $S_t = 15cm$

**VII. La section des armatures transversales :**

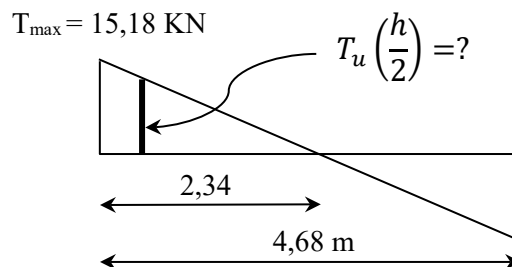
$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) - (0,3k \times f_{tj})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots(1)$$

$k = 1$  (fissuration préjudiciable)

$$f_{tj} = 2,1 MPa ; \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 235 MPa ; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{D'où : } \tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant  $T_u \left(\frac{h}{2}\right)$  par la méthode des triangles semblables.



**Figure III.9 : Effort tranchant par la méthode des triangles semblables**

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

On calcul la distance « X » :

Avec :  $T_{max} = 15,18 \text{ KN}$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{4,68}{2} + \frac{3,55 - 3,55}{6,48 \times 4,68} = 2,64 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,20}{2} = 0,10 \text{ m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{15,18 \times (4,68 - 0,10)}{4,68} = 14,85 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{14,85 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,180} = 0,68 \text{ MPa}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,68 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 3,26 \times 10^{-3} \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

### VIII. Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,34 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,40 \times b_0}{f_e} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,40 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

On prend le max entre (2) et (3)  $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq 0,02 \text{ cm}$

On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

On trouve :  $A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2/ml \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

D'après le RPA 99 (version 2003)

#### ❖ Espacement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\phi_l ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 5 \text{ cm}$$

❖ **Espacement dans la zone courante :**

$$S_t \leq 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

**IX. Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T_u = 15,18 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 8,13 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} = \frac{8,13}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 50,18 \text{ KN}$$

$$F_u = 50,18 \text{ KN} > T_u = 15,18 \text{ KN}$$

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

**X. Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est de :

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

Où :

$a$  : La longueur d'appui de la bielle.

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de  $45^\circ$  donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 15,18 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,017 \text{ m} = 1,70 \text{ cm}$$

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

$a'$  : La largeur d'appui.

$$a' = c - c' - 2$$

$c$  : La largeur de l'appui du poteau = 45cm.

$c'$  : L'enrobage = 2cm.

$$a' = 45 - 2 - 2 = 41 \text{ cm}$$

$$a = \min(41 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$a = 16,2 \text{ cm} > 1,70 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**XI. Entraînement des armatures :****❖ Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

$\psi_s$  : Coefficient de cisaillement ;  $\psi_s = 1,5$  pour H. A.

T : L'effort tranchant max ; T = 15,18KN.

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3.

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,2 = 3,77$  cm.

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{15,18 \times 10^3}{16,2 \times 3,77 \times 3 \times 10^2} = 0,83 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{ser} = 0,83 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**XII. Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit «  $L_s$  » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre  $\Phi$  pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_s$ .

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

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

Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que :

$$r = 5,5 = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$$

**III.3.3.3- Vérification de la flèche :**

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Leftrightarrow \frac{20}{423} = 0,047 > 0,045 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Leftrightarrow \frac{20}{423} = 0,047 > \frac{10,36}{15 \times 12,96} = 0,05 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,01 > \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

la 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée ; Donc on passe au calcul pratique de la flèche :

On va calculer :



$$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}} \quad ; \quad F_v = \frac{M_v \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_v}}$$

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

$F_v$  : Flèche due aux charges de longue durée d'application.

Avec :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,2MPa$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,86MPa$$

$$I_{f_i} = \frac{1,1xI_0}{1 + \lambda_i x \mu_i} \quad ; \quad I_{f_v} = \frac{1,1xI_0}{1 + \lambda_v x \mu_g}$$

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

$I_{f_i}$  : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

$I_{f_v}$  : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée.

➤ **Détermination du centre de gravité :**

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot \left(\frac{h_0}{2} + h - h_0\right) + \left[\frac{(h-h_0) \cdot b_0 \cdot (h-h_0)}{2}\right] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) \cdot b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{(65 \times 4) \times \left(\frac{4}{2} + 20 - 4\right) + \left[\frac{(20-4) \times 12 \times (20-4)}{2}\right] + 15 \times 3,39 \times 2}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 3,39}$$

$$y_G = 12,56 \text{ cm}$$

➤ **Détermination du moment d'inertie :**

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

$$I_g = \frac{65 \times 12,56^3}{3} - \frac{(65 - 12) \times (12,56 - 4)^3}{3} + \frac{12(20 - 12,56)^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (18 - 12,56)^2$$

$$I_g = 35001,24 \text{ cm}^4$$

➤ **Charges prises en comptes :**

4) Charge avant mise de revêtement :  $J = 2,8 \times 0,65 = 1,82 \text{ KN/m}$ .

5) Charge après mise de revêtement :  $G = 6,28 \times 0,65 = 4,082 \text{ KN/m}$ .

6) Charge totale à l'E.L.S :  $P = (G+Q) : P = (6,28+1,00) \times 0,65 = 4,732 \text{ KN/m}$ .

➤ **Calcul des moments correspondants :**

$$M_j = \frac{0,85 \cdot J \cdot L^2}{8} = \frac{0,85 \times 1,82 \times (4,68)^2}{8} = 4,23 \text{ KN.m}$$

$$M_G = \frac{0,85 \cdot G \cdot L^2}{8} = \frac{0,85 \times 4,082 \times (4,68)^2}{8} = 9,50 \text{ KN.m}$$

$$M_P = \frac{0,85 \cdot P \cdot L^2}{8} = \frac{0,85 \times 4,732 \times (4,68)^2}{8} = 11,01 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A_s \cdot Z} = \frac{4,23 \times 10^3}{3,39 \times 0,9 \times 18} = 77,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sG} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{9,50 \times 10^3}{3,39 \times 0,9 \times 18} = 172,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sP} = \frac{M_P}{A_s \cdot Z} = \frac{11,01 \times 10^3}{3,39 \times 0,9 \times 18} = 200,5 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul des coefficients  $f$  ;  $\lambda_i$  ;  $\lambda_v$  :**

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,01$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot f} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,01} = 4,11$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 4,11 = 1,644$$

➤ **Calcul des coefficients ( $\mu_i$ ) :**

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,01 \times 77,02) + 2,1} = 0,29 \\ \mu_G = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,01 \times 172,98) + 2,1} = 0,60 \\ \mu_P = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,01 \times 200,5) + 2,1} = 0,63 \end{array} \right.$$

➤ **Calcul des moments d'inertie après fissuration :**

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_i} ; I_0 = I_G = 36353,03 \text{ cm}^4.$$

$$I_{f_j} = \frac{1,1 \times 35001,24}{1 + 4,11 \times 0,29} = 17565,29 \text{ cm}^4.$$

$$I_{f_G} = \frac{1,1 \times 35001,24}{1 + 4,11 \times 0,60} = 11108,30 \text{ cm}^4.$$

$$I_{f_P} = \frac{1,1 \times 35001,24}{1 + 4,11 \times 0,63} = 10726,70 \text{ cm}^4.$$

$$I_{f_v} = \frac{1,1 \times 35001,24}{1 + 1,644 \times 0,60} = 19382,48 \text{ cm}^4.$$

➤ **Calcul des valeurs de la flèche correspondantes :**

$$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}}$$

$$F_{ij} = \frac{4,23 \times (4,68)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 17565,29} = 0,16 \text{ cm}$$

$$F_{iG} = \frac{9,50 \times (4,68)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 11108,30} = 0,58 \text{ cm}$$

$$F_{iP} = \frac{11,01 \times (4,68)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 10726,70} = 0,69 \text{ cm}$$

$$F_{vg} = \frac{7,65 \times (4,68)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,86 \times 19382,48} = 0,79 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = F_{vg} - F_{ij} + F_{iP} - F_{iG}$$

$$F_{\text{total}} = 0,79 - 0,16 + 0,69 - 0,58$$

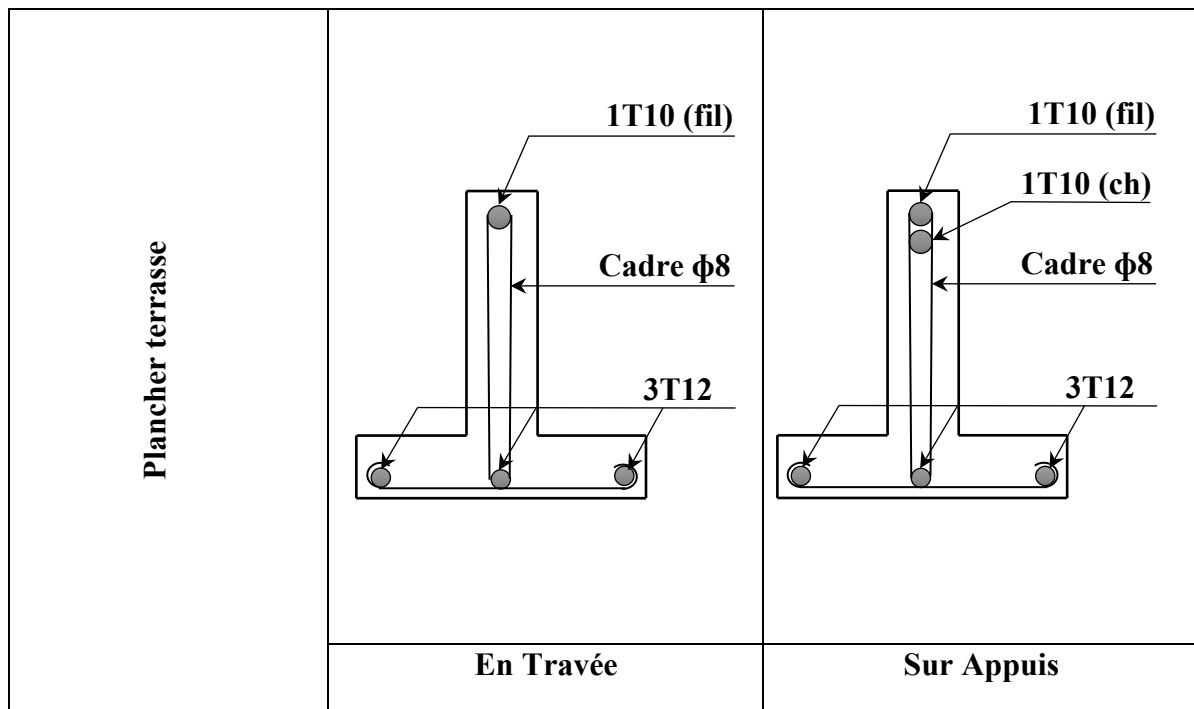
$$F_{\text{total}} = 0,74 \text{ cm}$$

$$F_{\text{adm}} = \frac{L}{500} = \frac{468}{500} = 0,936 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = 0,74 \text{ cm} < F_{\text{adm}} = 0,936 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

**III.3.3.4-Dessin de ferrailage des poutrelles :**

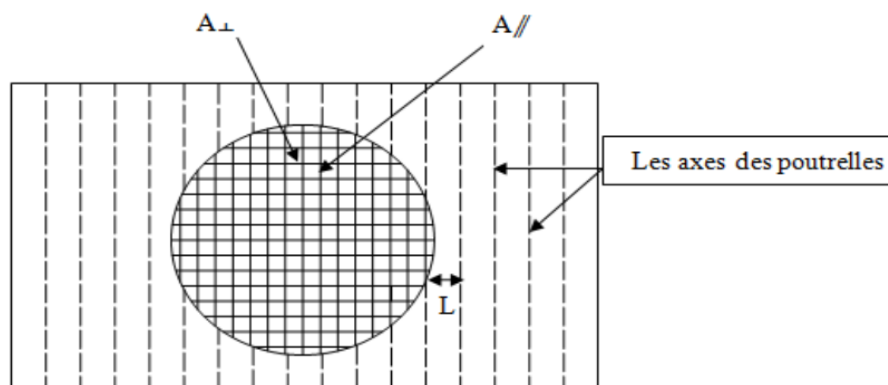


**Figure III.10 : Dessin de ferrailage des poutrelles de terrasse**

**III.4-Ferrailage 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 perpendiculaires aux poutrelles.
- 33cm (3.par m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.



**Figure III.11 : ferrailage de la dalle de compression**

- ❖ Section minimale des armatures perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq 200/f_e \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4l/f_e \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm}$$

Avec  $l$  : l'écartement entre axe des nervures

❖ Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

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

$$L = 0,65 \text{ m}$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa}$$

$$50\text{cm} \leq l = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 235 = 1,15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend  $A_{\perp} = 5 \phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_{//} \geq 1,41/2 = 0,71 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prend } A_{//} = 3 \phi 6 = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend un quadrillage de section TS  $\phi 6$  avec un espacement de 15 cm