

### IV.1. Introduction

Les planchers sont des surfaces planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent principalement 2 fonctions :

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

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

La structure étudiée a 1 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.

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

### IV.2. Calcul du ferrailage de la dalle de compression

Ce calcul est valable pour tous les planchers à corps creux de la construction, la dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres en treillis soudés, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20 cm (5 par mètre) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles :

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

### IV.3. Pré dimensionnement des poutrelles

$$h_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{Épaisseur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm} : \text{Épaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

Pour la largeur de la nervure on va prendre  $b_o = 12 \text{ cm}$

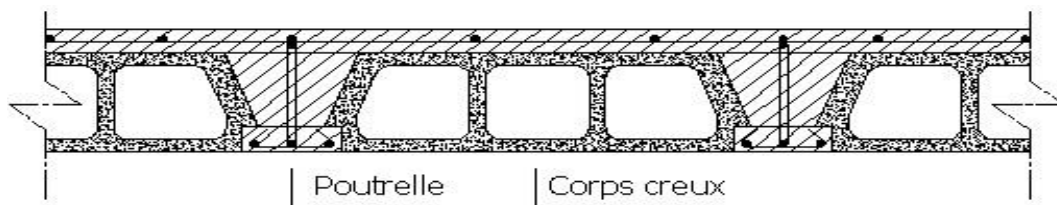


Figure IV.1 : Schéma d'un plancher à corps creux

Selon le B.A.E.L 83

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_o}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_o \leq b_1 \leq 8h_o \end{cases}$$

Avec  $L$  : La portée entre nus d'appui de la travée considérée.

$L_n$  : La distance entre axes des nervures.

Suivant les normes Algériennes (DTR.B.C.), la distance  $L_n$  est prise généralement égale à 65 cm.

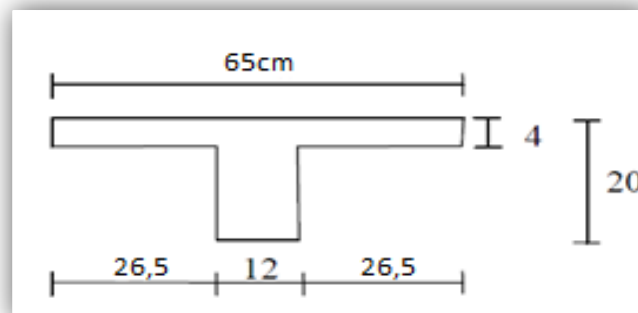
Donc pour  $L_n = 65 \text{ cm}$  et  $L = 380 \text{ cm}$

$$\begin{cases} b_1 \leq 24 \text{ cm.} \\ b_1 \leq \frac{380}{10} = 38 \text{ cm.} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \end{cases}$$

$b_1 = \min(24 ; 38 ; 32)$  On prendra donc  $b_1 = 26,5 \text{ cm}$ .

$$b = 2b_1 + b_o = 65 \text{ cm.}$$

Les poutrelles étudiées dans notre structure auront les dimensions suivantes (figure1).



**Figure IV.2 : dimensionnement du poutrelle**

#### IV.4. 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 tous les planchers de notre structure.

### 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 ;

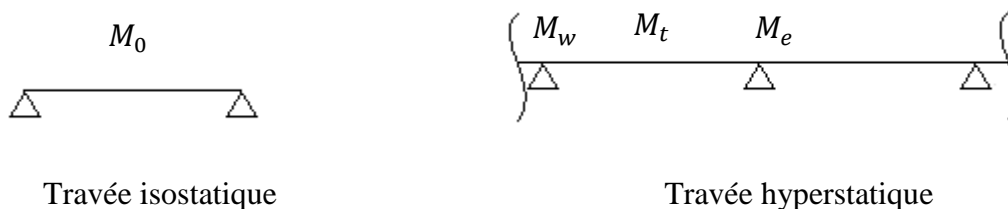
Les portés successives des travées sont dans un rapport compris entre :

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

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.



**Figure IV.3 : Schéma explicatif.**

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 :**

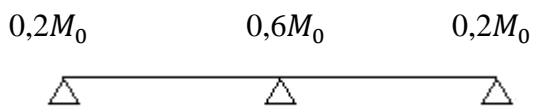
$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

- Travée intermédiaire :

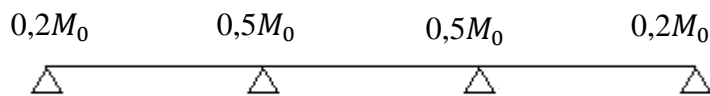
$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

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 :

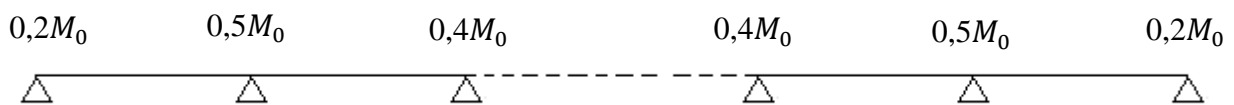


Figure IV.4 : Schémas explicatifs.

**b) Principe de calcul de l'effort tranchant :**

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

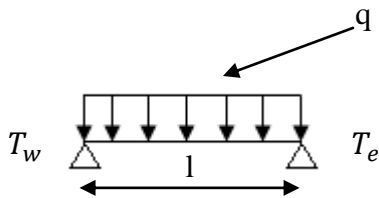


Figure IV. 5 : Schémas explicatifs.

## 2. Méthode de Caquot

### a) Méthode de calcul des poutrelles

Dans le cas où la méthode forfaitaire ne peut pas être applicable et on a  $Q < 2G$  ou  $q < 500 \text{ daN/m}^2$ , on applique la méthode de CAQUOT en multipliant la part des moments sur appui provenant des seules charges permanentes par un coefficient variant entre 1 et  $2/3$ . (Généralement on fixe le coefficient multiplicateur par  $2/3$ )

### b) Méthode de CAQUOT minorée

Cette méthode est dérivée du théorème des trois moments, mais avec certains ajustements, propre aux Poutres en béton armé.

### c) Principe de la méthode

La méthode de Caquot consiste à calculer le moment sur chaque appui d'une poutre continue. La poutre continue est assimilée, pour le calcul des moments sur appuis, à une succession de poutres à deux travées de part et d'autre de l'appui étudié.

Dans ce schéma, il n'y a pas de moments sur les appuis en amont et en aval de l'appui étudié, ce qui n'est pas conforme aux hypothèses de la continuité.

La méthode de CAQUOT tient compte de cela en remplaçant les portées réelles par des portées fictives  $l'$ .

✧ **Moments sur appuis :** (Poutres à moments d'inertie égaux dans les différentes travées et non solidaires des poteaux)

✧ **Hypothèses :**

Pour le calcul des moments sur appui  $M_a$ , on fait les hypothèses suivantes :

- Seules les charges sur les travées voisines de l'appui considéré sont prises en compte,
- On adopte des longueurs de portées fictives  $L'$ , telles que :

$L_o$  : longueur réel (pour les travées de rive sans porte à faux)

$L'$  : longueur fictifs (pour les travées intermédiaires)

$$L' = L_o \cdot 0.8$$

- **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.

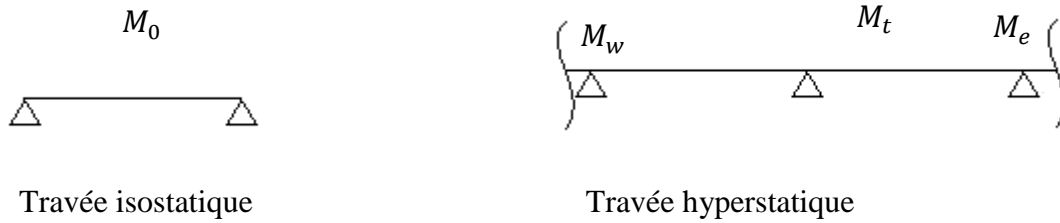


Figure IV.6: Schéma explicatif.

Avec :

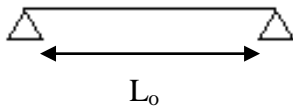
$M_0$  : Moment max de la travée indépendante ;

$M_t$  : Moment max de la travée étudiée ;

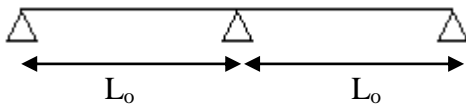
$M_w$  : Moment sur l'appui gauche de la travée ;

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

1. Cas d'une seule travée :



2. Cas de 2 travées :



3. Cas de plus de 3 travées :



Figure IV.7 : Schémas explicatifs.

**Evaluation des moments**

- Moment sur appuis :

$$M_{app} = - \frac{qlw^3 + qle^3}{8.5 \times (lw + le)}$$

- Moment en travée:

$$M_{trav} = \frac{ql^2}{8} - \frac{Mw + Me}{2} + \frac{(Mw - Me)^2}{2ql^2}$$

a) Principe de calcul de l'effort tranchant :

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

## IV.5. Calcul des poutrelles

### 1. Évaluation des charges

Les charges sur les poutrelles sont évaluées comme suit :

a. Terrasse :

$$\text{E.L.U: } Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 6,48 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6,66 \text{KN/ml.}$$

$$\text{E.L.S: } Q_{ser} = (G + Q) \times 0,65 = (6,48 + 1) \times 0,65 = 4,86 \text{KN/ml}$$

b. Étage courant et R D C:

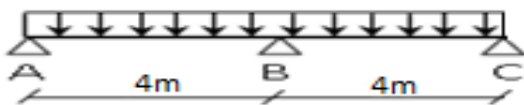
$$\text{E.L.U: } Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,28 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 5,51 \text{KN/ml.}$$

$$\text{E.L.S: } Q_{ser} = (G + Q) \times 0,65 = (5,28 + 1,5) \times 0,65 = 4,40 \text{KN/ml}$$

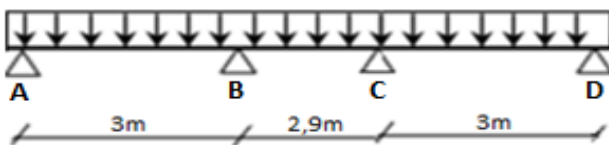
### 2. Les types de poutrelles :

Notre construction comporte 3 types de poutrelles :

Type 1



Type 2



Type 3

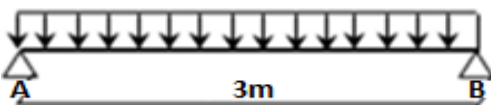


Figure IV.8 : Schéma des poutrelles

### 1. 1<sup>er</sup> type :

- **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

La surcharge d'exploitation :

**Plancher étage courant :**  $G = 5,28 \text{ kN/m}^2$  ;  $Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$

$$Q = 1,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < 2G = \frac{10,56 \text{ kN}}{\text{m}^2} ; \text{Condition vérifiée.}$$

**Plancher terrasse :**  $G = 6,48 \text{ kN/m}^2$  ;  $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2 < 2G = 12,96 \text{ kN/m}^2 ; \text{Condition vérifiée.}$$

Poutres à inerties transversales constantes ; Condition vérifiée.

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25] ; \frac{4,00}{4,00} = 1 ; \text{Condition vérifiée.}$$

1. Fissuration peu préjudiciable

La méthode forfaitaire est applicable sur tous les planchers

## IV.6. Exemple de calcul

### IV.6.1. Plancher R.D.C et Etage courant

- **Calcul des sollicitations**

$$Q_u = 7,76 \text{ kN/ml} ; Q_{ser} = 5,48 \text{ kN/ml}$$

$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{5,28 + 1,5} = 0,221$	$1 + 0,3\alpha = 1,06 > 1,05$
	$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,63$ travée de rive
	$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,53$ travée intermédiaire

a) Moment isostatique :

$$M_0^{AB} = M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{6,09 \times 4^2}{8} = 12,18 \text{ kN.m}$$

b) Moment sur appuis:

$$M_A = 0,2 M_0^{AB} = 0,2 \times 12,18 = 2,44 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0,6 M_0^{BC} = 0,5 \times 12,18 = 7,30 \text{ kN.m}$$

$$M_c = 0,2 \text{ Max}(M_0^{BC} ; M_0^{CD}) = 0,2 M_0^{CD} = 0,5 \times 12,18 = 2,44 \text{ kN.m}$$



c) Moments en travée

**Travée de rive**

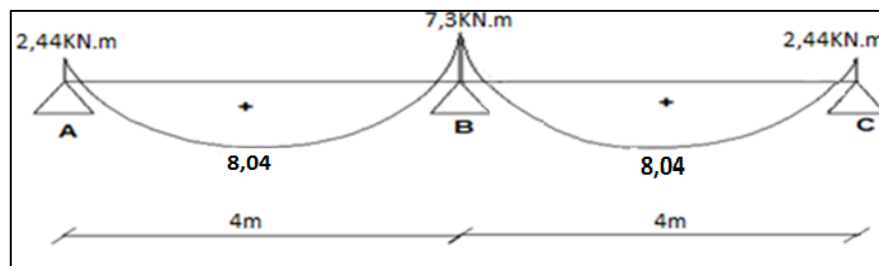
$$M_t \geq \max \begin{cases} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} & M_t (1) \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 & M_t (2) \end{cases}$$

**Travée AB :**

$$\left. \begin{aligned} M_T^{AB} = M_T^{BC} &\geq 1,13 \times M_0^{AB} - \frac{2,44+7,30}{2} \geq 8,04 \text{KN.m} \\ M_T^{AB} &\geq 0,63 \times M_0^{AB} = 7,67 \text{KN.m} \end{aligned} \right\} M_T^{AB} = 8,04 \text{KN.m}$$

**Travée BC:**

$$M_T^{BC} = 8,04 \text{KN.m}$$



**Figure IV.9 : Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]**

d) Calcul de l'effort tranchant T :

- L'effort tranchant est donnée par :

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \\ T_w = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \end{cases}$$

• **Travée AB :**

$$\begin{cases} T_A = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{6,09 \times 4}{2} + \frac{2,44 - 7,30}{4} = 10,97 \text{KN} \\ T_B = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{6,09 \times 4}{2} + \frac{2,44 - 7,30}{4} = -13,40 \text{KN} \end{cases}$$

• **Travée BC :**

$$\begin{cases} T_B = \frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = \frac{6,09 \times 4}{2} + \frac{7,40 - 2,44}{4} = 13,40 \text{KN} \\ T_C = -\frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -\frac{6,09 \times 4}{2} + \frac{7,40 - 2,44}{4} = -10,97 \text{KN} \end{cases}$$

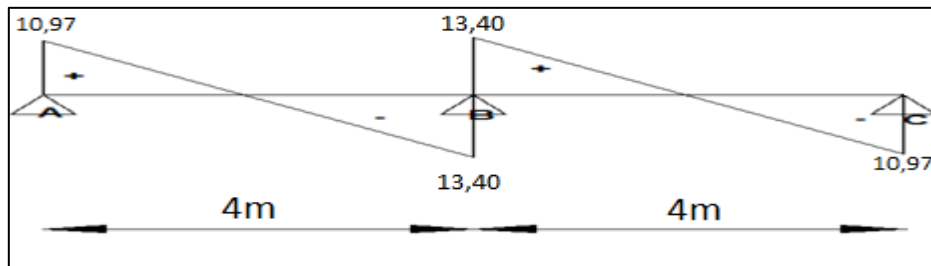


Figure IV.10: Diagramme des efforts tranchant [KN]

Les résultats trouvés sont notifiés dans le tableau suivant :

Travée		AB	BC	
L (m)		4	4	
$M_0 = \frac{ql^2}{8}$ (kN.m)	E.L.U	12,18	12,18	
	E.L.S	8,8	8,8	
Appui		A	B	C
Coefficient forfaitaire		0,2	0,6	0,2
$M_a$ (Appui)	E.L.U	2,44	7,30	2,44
	E.L.S	1,76	5,28	1,76
$M_t$ (Travée)	E.L.U	8,04	8,04	
	E.L.S	5,81	5,81	
$T = \frac{M_w - M_e}{l} \pm \frac{ql}{2}$ (kN)	$T_w$	10,79	13,40	
	$T_e$	-10,79	-13,40	

Tableau IV. 1: Récapitulatif des résultats des moments et efforts tranchants des poutrelles Type 1

### 3. 2ieme type

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25] ; \frac{3,00}{2,9} = 1,034 ; \frac{2,9}{3,00} = 0,966 ; \text{Condition vérifiée.}$$

2. Fissuration peu préjudiciable

La méthode forfaitaire est applicable sur tous les planchers

#### • Calcul des sollicitations

$$Q_u = 7,76 \text{ kN/ml}; Q_{ser} = 5,48 \text{ kN/ml}$$

$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{5,28 + 1,5} = 0,221$	$1 + 0,3\alpha = 1,06 > 1,05$
	$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,63$ travée de rive
	$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,53$ travée intermédiaire

a) Moment isostatique :

$$M_0^{AB} = M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{6,09 \times 3^2}{8} = 6,85 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{Q_u \cdot l_{CD}^2}{8} = \frac{6,09 \times 2,9^2}{8} = 6,40 \text{ KN.m}$$

b) Moment sur appuis:

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 6,85 = 1,37 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5M_0^{BC} = 0,5 \times 6,85 = 3,43 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5 \text{ Max}(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 0,5M_0^{CD} = 0,5 \times 6,85 = 3,43 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,2M_0^{CD} = 0,2 \times 6,85 = 1,37 \text{ KN.m}$$

c) Moments en travée

**Travée de rive**

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

• **Travée AB :**

$$\left. \begin{array}{l} M_T^{AB} \geq 1,06 \times M_0^{AB} - \frac{1,37+3,43}{2} \geq 4,86 \text{ KN.m} \\ M_T^{AB} \geq 0,63 \times M_0^{AB} = 4,32 \text{ KN.m} \end{array} \right\} M_T^{AB} = 4,86 \text{ KN.m}$$

• **Travée CD :**

$$\left. \begin{array}{l} M_T^{CD} \geq 1,06M_0^{CD} - \frac{3,43+1,37}{2} \geq 4,86 \text{ KN.m} \\ M_T^{CD} \geq 0,63M_0^{CD} \geq 4,32 \text{ KN.m} \end{array} \right\} M_T^{CD} \geq 4,86 \text{ KN.m}$$

**Travées intermédiaires**

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

• **Travée BC:**

$$\left. \begin{array}{l} M_T^{BC} \geq 1,06 \times M_0^{BC} - \frac{3,43+3,43}{2} \geq 3,83 \\ M_T^{BC} \geq 0,53M_0^{BC} \geq 3,63 \end{array} \right\} M_T^{BC} \geq 3,83 \text{ KN.m}$$

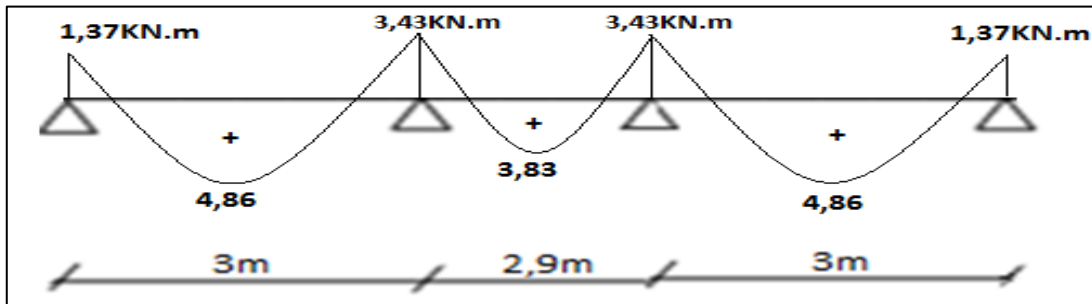


Figure IV.11 : Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

d) Calcul de l'effort tranchant T :

- L'effort tranchant est donnée par :

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \\ T_w = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \end{cases}$$

• Travée AB :

$$\begin{cases} T_A = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{6,09 \times 3}{2} + \frac{1,37 - 3,43}{3} = 8,45 \text{ KN} \\ T_B = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{6,09 \times 3}{2} + \frac{1,37 - 3,43}{3} = -9,82 \text{ KN} \end{cases}$$

• Travée BC :

$$\begin{cases} T_B = \frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = \frac{6,09 \times 2,9}{2} + \frac{3,43 - 3,43}{2,9} = 8,83 \text{ KN} \\ T_C = -\frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -\frac{6,09 \times 2,9}{2} + \frac{3,43 - 3,43}{2,9} = -8,83 \text{ KN} \end{cases}$$

• Travée CD :

$$\begin{cases} T_C = \frac{ql_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = \frac{6,09 \times 3}{2} + \frac{3,43 - 1,37}{3} = 9,82 \text{ KN} \\ T_D = -\frac{ql_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = -\frac{6,09 \times 3}{2} + \frac{3,43 - 1,37}{3} = -8,45 \text{ KN} \end{cases}$$

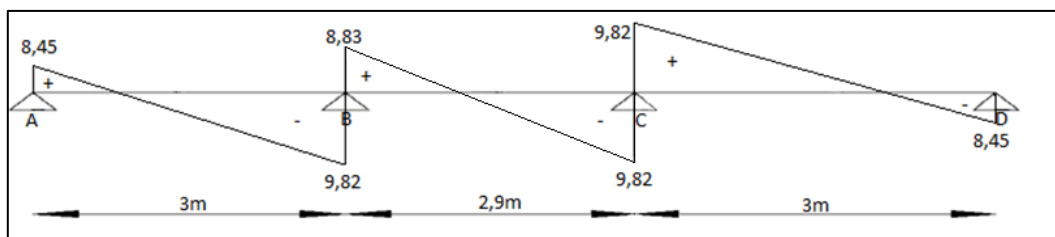


Figure IV.12 : Diagramme des efforts tranchant [KN].

Les résultats trouvés sont notifiés dans le tableau suivant :

Travée		AB	BC	CD	
L (m)		3	2,9	3	
$M_0 = \frac{ql^2}{8} (kN.m)$	E.L.U	6,85	6,40	6,85	
	E.L.S	4,95	4,63	4,95	
Appui		A	B	C	D
Coefficient forfaitaire		0,2	0,5	0,5	0,2
$M_a$ (Appui)	E.L.U	1,37	3,43	3,43	1,37
	E.L.S	1,00	2,48	2,48	1,00
$M_t$ (1)	E.L.U	4,86	3,83	4,86	
	E.L.S	3,51	2,43	3,51	
$M_t$ (2)	E.L.U	4,32	/	4,32	
	E.L.S	3,12	/	2,91	
$M_t$ (3)	E.L.U	/	3,63	/	
	E.L.S	/	2,62	/	
$M_t$ (Adopté)	E.L.U	4,86	3,83	4,86	
	E.L.S	3,51	2,62	3,51	
$T = \frac{M_w - M_e}{l} \pm \frac{ql}{2} (kN)$	$T_w$	8,45	8,83	9,82	
	$T_e$	-9,82	-8,83	-8,45	

Tableau IV. 2 : Récapitulatif des résultats des moments et efforts tranchants des poutrelles type2

Type de poutrelle	Travée	Longueur (m)	Sollicitation à l'E.L.U				
			$M_t$	$M_w$	$M_e$	$T_w$	$T_e$
1	AB	4	8,04	2,44	7,30	2,44	-13,40
	BC	4	8,04	7,30	2,44	13,40	-2,44
2	AB	3	4,86	1,37	3,43	8,45	-9,82
	BC	2,9	3,83	3,43	1,37	8,83	-8,83
	CD	3	4,86	3,98	4,98	9,82	-8,45

Tableau VI.3 : Récapitulatif des résultats trouvés des poutrelles d'étage courant.

#### 4. Ferrailages

##### 1. Calcul des armatures longitudinales :

###### • En travée

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(\frac{d - h_0}{2}\right) = 65 \times 4 \times 14,2 \times \left(\frac{18 - 4}{2}\right) \times 10^{-3} = 59,07 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 8,04 \text{ kN.m} < M_t = 59,07 \text{ kN.m}$$

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  $(b \times h_t) = (65 \times 24) \text{ cm}^2$  soumise à :

$$M_{t \max} = 8,04 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8,04 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,026 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$= 0,026 \rightarrow \beta = 0,987 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,04 \times 10^3}{0,987 \times 18 \times 348} = 1,3 \text{ cm}^2$$

✧ Condition de non fragilité (section en Té) :

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

Avec :

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

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

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

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

$$= \frac{(65 \times 6,25^3) - ((65 - 12) \times (6,25 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (20 - 6,25)^3}{3} = 15486,91 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{15486,91 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc  $A_{s \text{ cal}} = 1,3 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,36 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée

On prend : 3T10 ;  $A_s = 2,35 \text{ cm}^2$

• **Sur appui intermédiaire (armatures supérieurs)**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,3 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,024 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,024 \rightarrow \beta = 0,988 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,3 \times 10^3}{0,932 \times 18 \times 348} = 1,20 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en Té) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 1,17 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée

On prend : 1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) ;  $A_s = 1,56 \text{ cm}^2$

## 2. Vérification à l'E.L.S

### a) Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'(y - c) - 15.A(d - y) = 0 \rightarrow 32,5y^2 + 32,25y - 634,5 = 0 \rightarrow y = 3,91 \text{ cm}$$

### b) Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 = \frac{65 \times 3,95^3}{3} + 15 \times 2,35(18 - 3,95)^2 = 8293,27 \text{ cm}^4$$

### c) Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8,8 \times 10^3}{8293,27} \times 3,91 = 4,15 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,15 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$ .

## 3. Vérification de la contrainte de cisaillement :

L'effort tranchant maximale  $T_{max} = 13,40 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{13,40 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,62 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,52 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

## 4. Les armatures transversales

### a) Détermination du diamètre des armatures transversal

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l\right\} = \min\{200/35 ; 120/10 ; 10 \text{ mm}\}$$

$$\min\{5,41 \text{ mm} ; 12 \text{ mm} ; 10 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

### b) L'espace

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{16,20 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{15 \text{ cm} ; 10\Phi_l\} = \min\{15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :  $S_t \leq 15\Phi_l \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$  ; On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

### c) La section des armatures transversales

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

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

$$\tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{T_u \left( \frac{h}{2} \right)}{b_0 d}$$

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

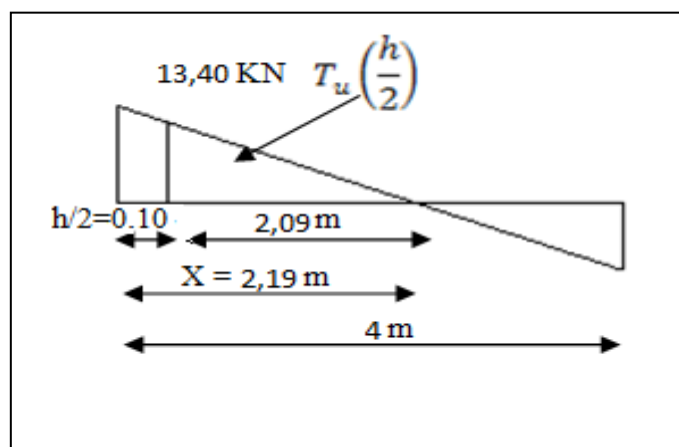


Figure IV.13: Effort tranchant par la méthode des triangles semblables

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

On calcule la distance « X » :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{4}{2} + \frac{7,30 - 2,44}{6,09 \times 4} = 2,19 \text{ m}$$

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

$$T_u \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{13,40 \times 2,09}{2,19} = 12,78 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left( \frac{h}{2} \right) = \frac{12,78 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18} = 0,71 \text{ MPa.}$$



D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,71 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 5,22 \times 10^{-3} \text{ cm} \quad (2)$$

d) Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,38 \text{ MPa}; 0,4 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \quad (3)$$

On prend le max entre (2) et (3)  $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq 0,02$ , on prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\text{On trouve : } A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

e) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{7,30}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 45,06 \text{ kN}$$

$F_u = 45,06 \text{ kN} > T_u = 13,40 \text{ kN}$  ; Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

### 5. Compression de la bielle d'about

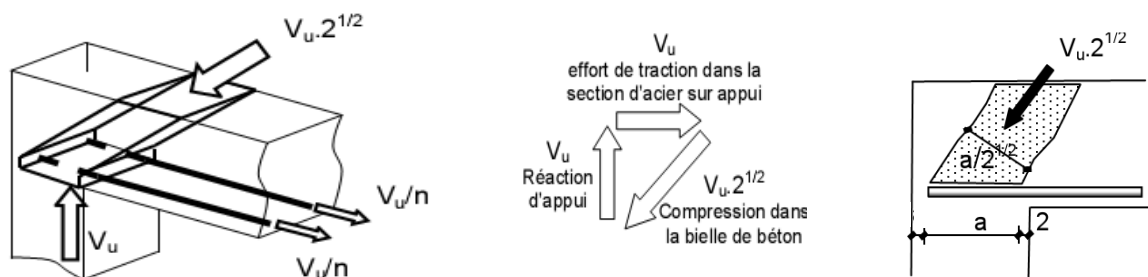


Figure IV.14 : Schéma de la bielle d'about.

La contrainte de compression dans la biellette 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 biellette.

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

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

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 13,40 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,017m = 1,70 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) ; \quad a' = c - c' - 2 ; \quad c' = 2 \text{ cm} ; \quad c = 40 \text{ cm}$$

$c'$  : L'enrobage.

$a'$  : La largeur d'appui ;

$c$  : La largeur de l'appui du poteau ;

$$a' = 40 - 2 - 2 = 36 \text{ cm}$$

$$a = \min(36 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$16,2 \text{ cm} > 2,10 \text{ cm}$  ; Condition vérifiée

#### Vérification de la flèche :

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées:

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t \text{ service}}}{M_{a \text{ service}}}$$

$$\text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :  $L$  : La portée de la travée entre nus d'appui.

$h$  : La hauteur totale de la section droite.

$d$  : La hauteur utile de la section droite.

$b_0$  : La largeur de la nervure.

$M_{t\text{service}}$  : Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{a\text{service}}$  : Le moment en appui maximal à E.L.S.

$A$  : La section des armatures tendue.

$f_e$  : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

a) Vérification des conditions :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0,05 < \frac{1}{16} = 0,062 \text{ C.N.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t\text{service}}}{M_{0\text{service}}} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0,05 < \frac{8,8}{1,76} \cdot \frac{1}{10} = 0,5 \text{ C.N.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t\text{service}}}{M_{0\text{service}}} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0,05 < \frac{8,8}{1,76} \cdot \frac{1}{10} = 0,5 \text{ C.N.V}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,0108 > \frac{4,2}{400} = 0,0105 \text{ C.N.V}$$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

$G$  : Charge permanente après mise en place des cloisons.

$P$  : Charge Totale ( $P = G +$  charge d'exploitation).

$J$  : Charge permanente avant la mise en place des cloisons.

On a :

$$\begin{cases} G = 5,28/m^2 \\ P = G + Q = 5,28 + 1,5 = 6,78 \text{ KN}/m^2 \\ J = G - 1 = 4,28 \text{ KN}/m^2 \end{cases}$$

Pour  $b=0.65$

$$\begin{cases} G = 5,28 \times 0,65 = 3,43 \text{ KN}/ml \\ P = 6,78 \times 0,65 = 4,41 \text{ KN}/ml \\ J = 4,28 \times 0,65 = 2,78 \text{ KN}/ml \end{cases}$$

b) Calcul des moments fléchissant :

$$\begin{cases} M_G = 0,71 \frac{GL^2}{8} = 0,71 \times \frac{3,43 \times 4^2}{8} = 4,87 \text{ KN.m} \\ M_P = 0,71 \frac{PL^2}{8} = 0,71 \times \frac{4,41 \times 4^2}{8} = 6,26 \text{ KN.m} \\ M_J = 0,71 \frac{JL^2}{8} = 0,71 \times \frac{2,78 \times 4^2}{8} = 3,95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) Module du modèle de déformation longitudinale :

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

d) Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \left( \frac{h_0}{2} + h - h_0 \right) + 5 \left[ \frac{b_0(h-h_0)(h-h_0)}{2} \right] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$= \frac{(65 \times 4) \left( \frac{4}{2} + 20 - 4 \right) + \left[ \frac{12(20-4)(20-4)}{2} \right] + 15 \times 2,35 \times 2}{(65 \times 4) + (20 - 4)12 + 15 \times 2,35} = 12,90$$

e) Détermination du moment d'inertie :

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

$$I_g = \frac{65 \cdot (12,9)^3}{3} - \frac{(65-12) \cdot (12,9-4)^3}{3} + \frac{12 \cdot (20-12,9)^3}{3} + 15 \cdot 2,35 \cdot (18-12,9)^2$$

$$I_g = 36405,6425 \text{ cm}^4$$

f) Pourcentages des armatures :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,011 \Rightarrow \beta + 0,877$$

g) Calcul des contraintes suivant les sollicitations :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{SG} = \frac{M_G}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4,87 \times 10^3 \text{ N.m}}{2,35 \times 0,877 \times 18} = 131,27 \text{ Mpa} \\ \sigma_{SP} = \frac{M_P}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{6,26 \times 10^3 \text{ N.m}}{2,35 \times 0,877 \times 18} = 168,75 \text{ Mpa} \\ \sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{3,95 \times 10^3 \text{ N.m}}{2,35 \times 0,877 \times 18} = 106,47 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

h) Calcul de  $\mu_g, \mu_p, \mu_j$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_G = 1 - \left[ \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 131,27 + 2,1} \right] = 0,46 \\ \mu_G = 1 - \left[ \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 168,75 + 2,1} \right] = 0,39 \\ \mu_G = 1 - \left[ \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 106,47 + 2,1} \right] = 0,54 \end{array} \right.$$

i) Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1,1I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3\frac{12}{65}\right) \times 0,011} = 3,75$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1,5$$

$$I_{fi}^G = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \times 36405,64}{(1 + 3,75 \times 0,46)} = 14695,85 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^G = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \times 36405,64}{(1 + 1,5 \times 0,46)} = 23695,98 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^P = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_P)} = \frac{1,1 \times 36405,64}{(1 + 3,75 \times 0,39)} = 16262,41 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^J = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_J)} = \frac{1,1 \times 36405,64}{(1 + 3,75 \times 0,54)} = 13238,41 \text{ cm}^4$$

j) Calcul de flèche (total et admissible) :

$$f_{Gi} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i^G} = \frac{4,87 \times 10^3 \times 400^2}{10 \times 32164,19 \times 14695,85} = 0,165 \text{ cm}$$

$$f_{Gv} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_v^G} = \frac{4,87 \times 10^3 \times 400^2}{10 \times 10818,86 \times 21764,24} = 0,331 \text{ cm}$$

$$f_{Pi} = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i^P} = \frac{6,26 \times 10^3 \times 400^2}{10 \times 32164,19 \times 16265,72} = 0,191 \text{ cm}$$

$$f_{Ji} = \frac{M_J \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i^J} = \frac{3,95 \times 10^3 \times 400^2}{10 \times 32164,19 \times 13242,79} = 0,148 \text{ cm}$$

k) La flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_{g_v} - f_{J_i}) + (f_{P_i} - f_{g_i}) = (0,331 - 0,148) + (0,2 - 0,165)$$

$$\Delta f_t = 0,218 \text{ cm}$$

$$\Delta f_{max} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0,80$$

Donc :  $\Delta f_t = 0,218 \text{ cm} < \Delta f_{max} = 0,80 \text{ cm} \longrightarrow$  condition vérifiées

#### IV.6.2 Calcul des poutrelles du plancher terrasse:

Ces planchers ont été calculés avec la méthode caquot, les résultats sont donnés directement :

##### ◆ Terrasse :

**Exemple de calcul :**▪ **Calcul des sollicitations :**

$$Q = 1,00 \text{ KN}$$

$$G = 6,48 \text{ KN}$$

a) moment isostatique:

$$q = \left(\frac{2}{3}(1,35G) + 1,5Q\right)0,65 = 4,76 \text{ KN.m}$$

b) Moment sur appuis:

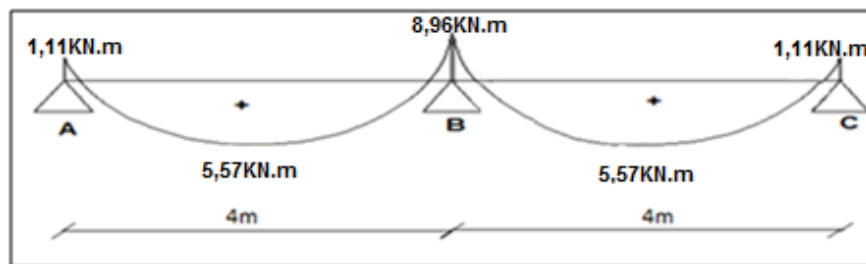
$$M_B = -\frac{qlw^3 + ql e^3}{8,5 \times (lw + le)} = -\frac{4,76 \times 4^3 + 4,76 \times 4^3}{8,5 \times (4+4)} = -8,96 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_C = -1,11 \text{ KN.m}$$

c) Moment en travée :

$$M_t^{AB} = \frac{ql^2}{8} - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{(M_w + M_e)^2}{2ql^2} = 5,57 \text{ KN.m}$$

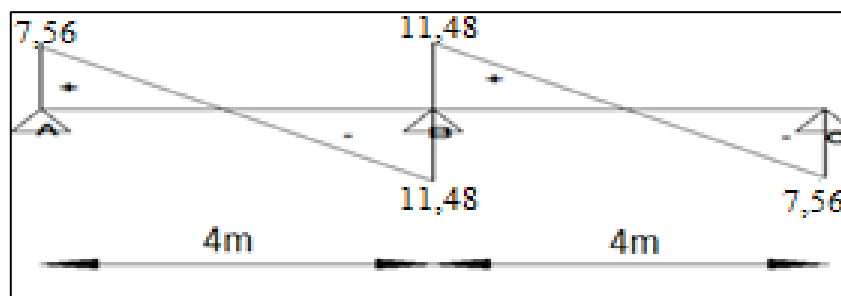
$$M_t^{BC} = \frac{ql^2}{8} - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{(M_w + M_e)^2}{2ql^2} = 5,57 \text{ KN.m}$$

**Figure IV.15 : Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]**

Calcul de l'effort tranchant T :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \quad \rightarrow \quad \begin{cases} T_A = T_C = 7,56 \text{ KN.m} \\ T_B = 11,48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2}$$

**Figure IV.16 : Diagramme des efforts tranchants [KN.m]**

Les moments fléchissant et efforts tranchants trouvées :

Travée		AB	BC	
longueur réel	$L_o$	4	4	
$M_0 = \frac{2}{3}(1,35G) + 1,5Q$	E.L.U	4,76	4,76	
	E.L.S	6,92	6,92	
Appui		A	B	C
$M_a$ (Appui)= $-\frac{q \times L_w^3 + q \times L_e^3}{8,5 \times (L_w + L_e)}$	E.L.U	1,11	8,96	1,11
	E.L.S	0,81	6,51	0,81
$M_t$ (Travée)= $-\frac{M_w + M_e}{2} + \frac{(M_w + M_e)^2}{2Ql^2}$	E.L.U	5,57	5,57	
	E.L.S	4,05	4,05	
$T = \frac{M_w - M_e}{l} \pm \frac{ql}{2}$ (kN)	$T_w$	7,56	11,48	
	$T_e$	-11,48	-7,56	

Tableau IV.4 : résultats des moments et efforts tranchants des poutrelles type 1de terrasse.

Travée		AB	BC	CD	
longueur réel	$L_o$	3	2,9	3	
$M_0 = \frac{2}{3}(1,35G) + 1,5Q$ (kN.m)	E.L.U	4,76	4,76	4,76	
	E.L.S	6,92	6,92	6,92	
Appui		A	B	C	D
$M_a$ (Appui)= $-\frac{q \times L_w^3 + q \times L_e^3}{8,5 \times (L_w + L_e)}$	E.L.U	1	4,88	4,88	1
	E.L.S	0,71	3,56	3,56	0,71
$M_t$ (Travée)= $\frac{ql^2}{8} - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{(M_w + M_e)^2}{2Ql^2}$	E.L.U	4,33	4,12	4,33	
	E.L.S	2,77	3,14	2,77	
$T = \frac{M_w - M_e}{l} \pm \frac{ql}{2}$ (kN)	$T_w$	5,85	6,9	-6,9	
	$T_e$	-8,43	-6,9	-5,85	

Tableau IV.5 : résultats des moments et efforts tranchants des poutrelles type 2 de terrasse.

Type de poutrelle	Travée	Longueur (m)	Sollicitation à l'E.L.U				
			$M_t$	$M_w$	$M_e$	$T_w$	$T_e$
1	AB	4	5,57	1,11	8,96	7,56	11,48
	BC	4	5,57	8,96	1,11	-7,56	7,56
2	AB	3	4,33	1	4,88	5,85	-8,43
	BC	2,9	4,12	4,88	4,88	6,9	-6,9
	CD	3	4,33	4,88	1	6,9	-5,85

**Tableau VI.6: Récapitulatif des résultats trouvés des poutrelles de la Terrasse**

## 6. Ferrailage

Calcul des armatures longitudinales :

### ◆ En travée

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left( \frac{d - h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,2 \times \left( \frac{18 - 4}{2} \right) \times 10^{-3} = 59,07 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 8,04 \text{ kN.m} < M_t = 59,07 \text{ kN.m}$$

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  $(b \times h_t) = (65 \times 24) \text{ cm}^2$  soumise à :

$$M_{t \max} = 5,57 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,57 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,018 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$= 0,026 \rightarrow \beta = 0,991 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,57 \times 10^3}{0,991 \times 18 \times 348} = 0,90 \text{ cm}^2$$

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 :

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



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

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

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

$$= \frac{(65 \times 6,25^3) - ((65 - 12) \times (6,25 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (20 - 6,25)^3}{3} = 15486,91 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{15486,91 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc  $A_{s \text{ cal}} = 0,90 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,36 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée

On prend : 3T10 ;  $A_s = 2,35 \text{ cm}^2$

◆ **Sur appui :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8,96 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,126 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,126 \rightarrow \beta = 0,911$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,96 \times 10^3}{0,911 \times 18 \times 348} = 1,57 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée

On prend : 2T12 ;  $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

7. **Vérification à l'E.L.S :**

a) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'(y - c) - 15.A(d - y) = 0 \rightarrow 32,5y^2 + 32,25y - 634,5 = 0$$

$$\rightarrow y = 3,91 \text{ cm}$$

b) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y-c)^2 + 15A(d-y)^2 = \frac{65 \times 3,91^3}{3} + 15 \times 2,35(18 - 3,91)^2$$

$$= 8293,27 \text{ cm}^4$$

c) Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6,92 \times 10^3}{8293,27} \times 3,91 = 3,26 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

### 8. Vérification de la flèche :

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t \text{ service}}}{M_{a \text{ service}}}$$

$$\text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

$L$  : La portée de la travée entre nus d'appui.

$h$  : La hauteur totale de la section droite.

$d$  : La hauteur utile de la section droite.

$b_0$  : La largeur de la nervure.

$M_{t \text{ service}}$  : Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{a \text{ service}}$  : Le moment en appui maximal à E.L.S.

$A$  : La section des armatures tendue.

$f_e$  : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

#### 1) Vérification des conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{400} = 0,05 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ 0,05 < 0,058 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \\ 0,0108 \geq 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

$G$  : Charge permanente après mise en place des cloisons.

$P$  : Charge Totale ( $P = G + \text{charge d'exploitation}$ ).

$J$  : Charge permanente avant la mise en place des cloisons.

On a :

$$\begin{cases} G = 6,48/m^2 \\ P = G + Q = 6,48 + 1 = 7,48 \text{ KN/m}^2 \\ J = G - 1 = 5,48 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Pour  $b=0.65$

$$\begin{cases} G = 6,48 \times 0,65 = 3,43 \text{ KN/ml} \\ P = (6,48 + 1) \times 0,65 = 4,86 \text{ KN/ml} \\ J = (6,48 - 1) \times 0,65 = 3,56 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

m) Calcul des moments fléchissant

$$\begin{cases} M_G = 0,71 \frac{GL^2}{8} = 0,71 \times \frac{4,12 \times 4^2}{8} = 5,85 \text{ KN.m} \\ M_P = 0,71 \frac{PL^2}{8} = 0,71 \times \frac{4,86 \times 4^2}{8} = 6,90 \text{ KN.m} \\ M_J = 0,71 \frac{JL^2}{8} = 0,71 \times \frac{3,56 \times 4^2}{8} = 5,06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

n) Module du modèle de déformation longitudinale :

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

o) Détermination du centre de gravité :

$$\begin{aligned} Y_G &= \frac{\sum A_i Y_i}{A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \left(\frac{h_0}{2} + h - h_0\right) + 5 \left[\frac{b_0(h-h_0)(h-h_0)}{2}\right] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta \cdot A_s} \\ &= \frac{(65 \times 4) \left(\frac{4}{2} + 20 - 4\right) + \left[\frac{12(20-4)(20-4)}{2}\right] + 15 \times 2,35 \times 2}{(65 \times 4) + (20 - 4)12 + 15 \times 2,35} = 12,90 \end{aligned}$$

p) Détermination du moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I_g &= \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_G-h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t-y_G)^3}{3} + 15A_s(d-y_G)^2 \\ I_g &= \frac{65 \cdot (12,9)^3}{3} - \frac{(65-12) \cdot (12,9-4)^3}{3} + \frac{12 \cdot (20-12,9)^3}{3} + 15 \cdot 2,35 \cdot (18-12,9)^2 \\ I_g &= 36405,6425 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

q) Pourcentages des armatures :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,011 \Rightarrow \beta + 0,877$$

r) Calcul des contraintes suivant les sollicitations :

$$\begin{cases} \sigma_{SG} = \frac{M_G}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{5,85 \times 10^3 N \cdot m}{2,35 \times 16,20} = 153,66 \text{ Mpa} \\ \sigma_{SP} = \frac{M_P}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{6,90 \times 10^3 N \cdot m}{2,35 \times 16,20} = 181,24 \text{ Mpa} \\ \sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{5,06 \times 10^3 N \cdot m}{2,35 \times 16,20} = 132,91 \text{ Mpa} \end{cases}$$

s) Calcul de  $\mu_g, \mu_p, \mu_j$

$$\begin{cases} \mu_G = 1 - \left[ \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 153,66 + 2,1} \right] = 0,58 \\ \mu_G = 1 - \left[ \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 181,24 + 2,1} \right] = 0,63 \\ \mu_G = 1 - \left[ \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 132,91 + 2,1} \right] = 0,54 \end{cases}$$

f) Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \frac{12}{65}\right) \times 0,011} = 3,75$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,5$$

$$I_{fi}^G = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \times 36405,64}{(1 + 3,75 \times 0,58)} = 12636,06 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^G = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \times 36405,64}{(1 + 1,5 \times 0,58)} = 21415,08 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^P = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_P)} = \frac{1,1 \times 36405,64}{(1 + 3,75 \times 0,63)} = 11932,01 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^J = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_J)} = \frac{1,1 \times 36405,64}{(1 + 3,75 \times 0,54)} = 13262,09 \text{ cm}^4$$

7) Calcul de flèche (total et admissible) :

$$f_{Gi} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^G} = \frac{5,85 \times 10^3 \times 400^2}{10 \times 32164,19 \times 12636,06} = 0,23 \text{ cm}$$

$$f_{Gv} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}^G} = \frac{5,85 \times 10^3 \times 400^2}{10 \times 10818,86 \times 21415,08} = 0,40 \text{ cm}$$

$$f_{Pi} = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^P} = \frac{6,90 \times 10^3 \times 400^2}{10 \times 32164,19 \times 11932,01} = 0,29 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i^J} = \frac{5,06 \times 10^3 \times 400^2}{10 \times 32164,19 \times 13262,09} = 0,19 \text{ cm}$$

g) La flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_{g_v} - f_{j_i}) + (f_{p_i} - f_{g_i}) = (0,40 - 0,19) + (0,29 - 0,23) = 0,27 \text{ cm}$$

$$\Delta f_{max} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0,80$$

Donc :  $\Delta f_t = 0,27 \text{ cm} < \Delta f_{max} = 0,80 \text{ cm} \longrightarrow$  condition vérifiées

e) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{11,48 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,17 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$  ; Fissuration peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

• **Les armatures transversales  $A_t$  :**

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

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \Phi_L\right) = \min(5,71 ; 12 ; 10) ; \text{On trouve } \Phi_t = 5,71 \text{ mm}$$

On adopte :  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Choix :  $2\phi 8 \longrightarrow A_t = 1,00 \text{ cm}^2$

a) Calcul des espacements :

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(16,20 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm}$$

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

**IV.7. Dessin de ferrailage des poutrelles :**

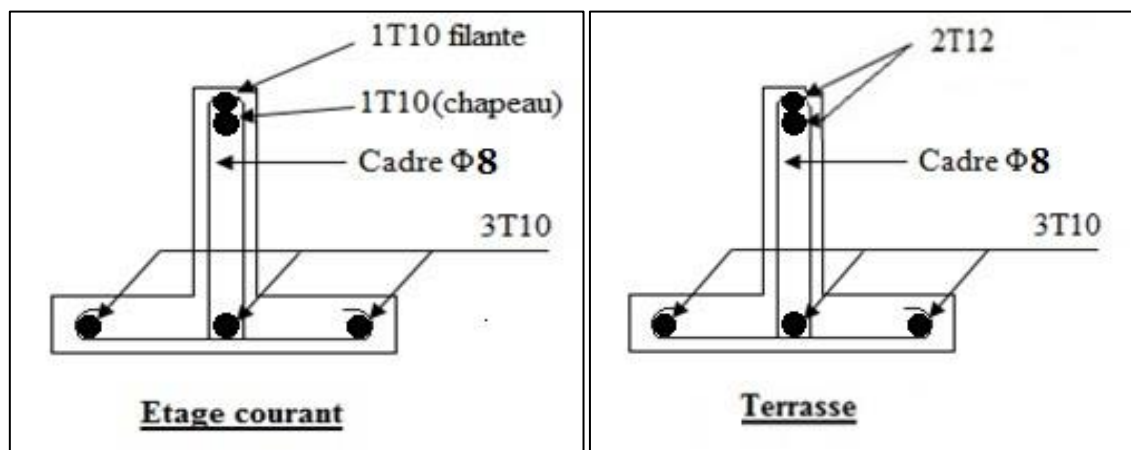


Figure IV.17 : ferrailage des poutrelles

### IV.8. Ferrailage de la dalle de compression

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

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

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

Section minimale des armatures Perpendiculaire aux poutrelles :

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

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

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

Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

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

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

$$Fe = 400 \text{ Mpa}$$

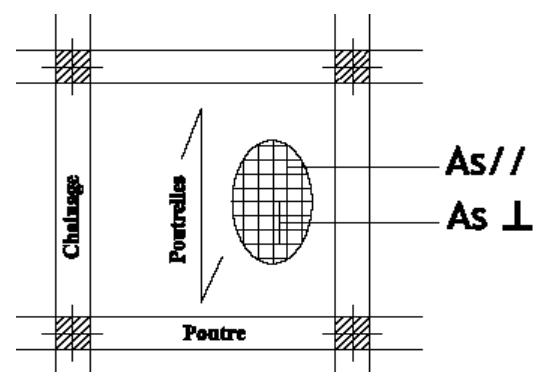
$$50\text{cm} \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 400 = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } A_{\perp} = 6 \phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{//} \geq 1,18/2 = 0,59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend un quadrillage en  $\phi 5$  avec des mailles de 15x15 cm de telle sorte que la disposition de la grande dimension soit parallèle à l'axe des poutrelles.



**Figure III.18 : Ferrailage  
De la dalle de compression**