III.1 Introduction :

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

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

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

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

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

III.1.1 Dimensionnement des poutrelles :

Notre construction étant une construction courante à une surcharge modérée (Q≤5KN/m²). Dans notre structure on a un seul type des planchers à corps creux ht=20cm.

16cm : corps creux
4cm : dalle de compression

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur et espacées de 65cm et sur Lesquelles vient s'appuyer les corps creux.

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

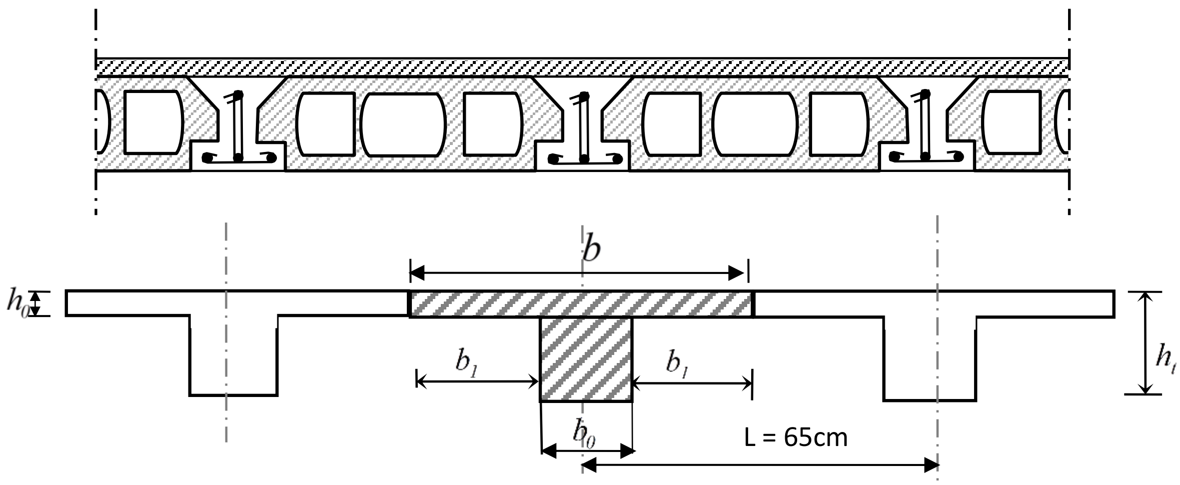


Figure III.1 : Dimensionnement des poutrelles

III.1.2 Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

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

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

L = 3.80 m l_1=65cm

$$b1=(b-b0)/2=\min\begin{cases} b1\leq (l1-b0)/2 \\ b1\leq L/10 \\ 6h_0\leq b_1\leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \min\begin{cases} b_1\leq (65-12)/2=26{,}5\text{cm} \\ b_1\leq 380/10=38\text{ cm} \\ 24\leq b_1\leq 32\text{ cm} \end{cases}$$

On prend : b1=26,5 cm

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

Méthode de calcul des poutrelles :

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

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

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

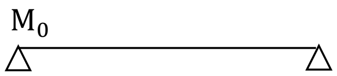
1. La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G\ ;\ 5KN/m^2)$.
2. Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
3. Le rapport des portées successives est compris entre 0.8 et 1.25

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

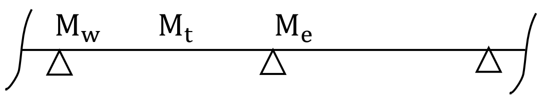
4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Principe de calcul :

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



Travée isostatique



Travée hyperstatique

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

- $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0]- (M_w+M_e)/2$
- $M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0 /2$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0 /2$ dans une travée de rive

M_0 : Le moment maximal dans la travée indépendante

M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée

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

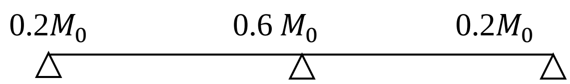
M_e : Le moment sur l'appui droit de la travée

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

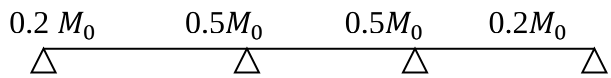
Valeurs des moments sur appuis :

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

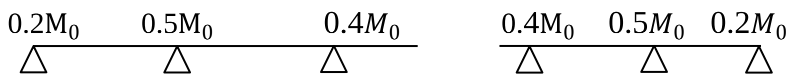
- cas de deux travées :



- cas de trois travées :



- cas de plus de trois travées :



Effort tranchant :

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

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

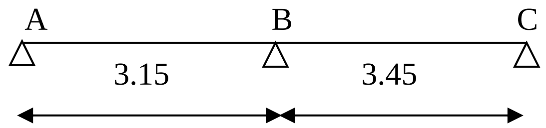
- $T_w = \frac{Mw-Me}{L} + \frac{qL}{2}$
- $T_e = \frac{Mw-Me}{L} - \frac{qL}{2}$

III.2 Calcul des poutrelles :

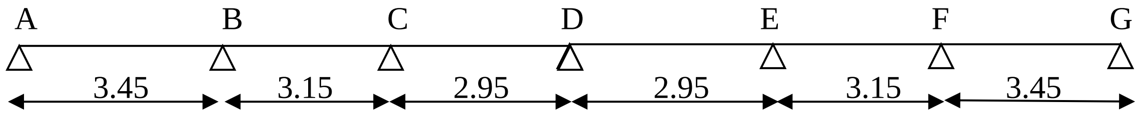
III.2.1 Type de poutrelles :

Notre construction comporte cinq types de poutrelles ; C'est poutrelles sont identiques au niveau de tous les planchers de la construction.

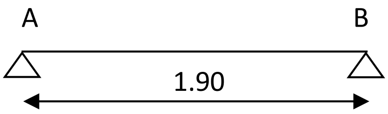
Type (01):



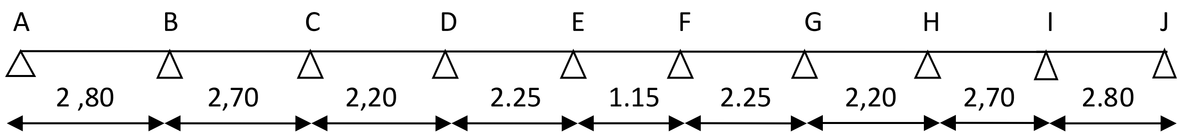
Type (02):



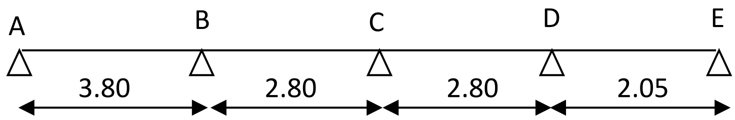
Type (03):



Type (04):



Type (05) :



III.2.2 Les combinaisons des charges :

- **Plancher RDC et étage courant :**

$$\begin{cases} G=5{,}04 \times 0{,}65=3{,}276 \text{ KN/m} \\ Q=1{,}5 \times 0{,}65=0{,}975 \text{ KN/m} \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} q_u=1{,}35G+1{,}5Q=5{,}885 \text{ KN/m.} \\ q_{ser}=G+Q=4{,}25 \text{ KN/m.} \end{cases}$$

- **Plancher terrasse**

$$\begin{cases} G=6{,}48 \times 0{,}65=4{,}212 \text{ KN/m} \\ Q=1 \times 0{,}65=0{,}65 \text{ KN/m} \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} q_u=1{,}35G+1{,}5Q=6{,}66 \text{ KN/m.} \\ q_{ser}=G+Q=4{,}86 \text{ KN/m.} \end{cases}$$

III.2.3 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1- la charge d'exploitation $Q \leq$ max (2G, 5KN/m²)

a- plancher étage courant et RDC :

G=5,04 KN/m², Q=2KN/m²

Q=1,50KN/m²<2G=10,08KN/m²....................................Condition vérifiée.

b- Plancher terrasse :

G=5,48KN/m², Q=1KN/m²

Q=1KN/m²<2G=12,96KN/m²..Condition vérifiée.

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

3- Fissuration non préjudiciable.

Plancher (RDC-7éme) fissuration non préjudiciable…………….. Condition vérifiée.

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

Donc on calcule les sollicitations avec le logiciel **RDM6**.

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

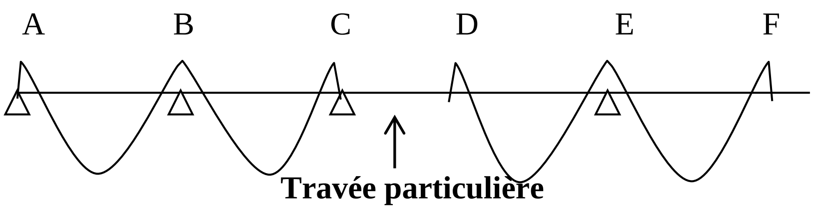
Puisque le rapport $0,8 \leq Li/Li+1 \leq 1,25$ n'est pas satisfait ; on utilise **la méthode forfaitaire modifiée** pour la travée particulière ; et on utilise toujours la méthode forfaitaire pour les autres travées.

III.2.3.1 Principe de calcul de la méthode forfaitaire modifiée :

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

On distingue deux cas :

a - cas ou la travée comprise entre deux grandes travées : (travée intermédiaire)



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

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

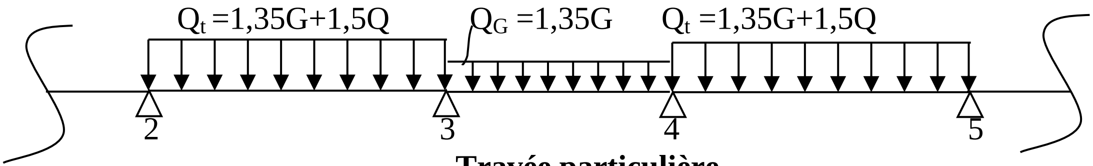
$Ma_3 = 0,4\ \max\ (M_{0BC}\ ;\ M_{0CD})$

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

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

On calcule le moment minimal de la travée particulière :

Pour la recherche du moment M_t^{34}min on considère le chargement suivant :



Travée particulière

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

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

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

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

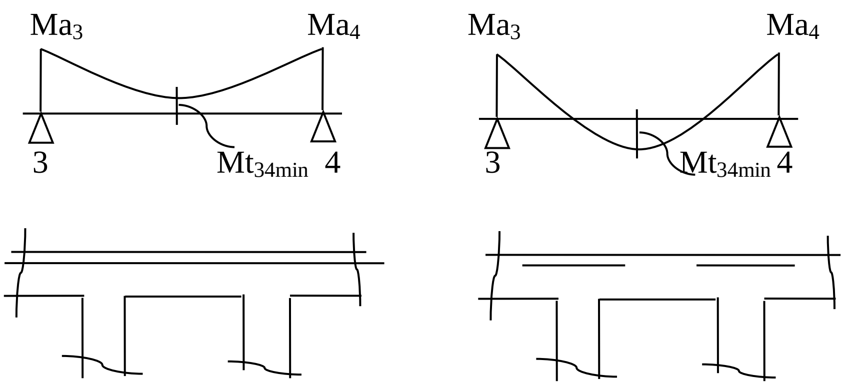
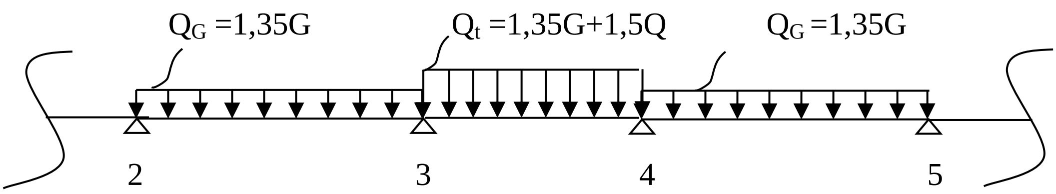


Figure III.2 : Disposition d'armatures supérieures

On calcule le moment maximal de la travée particulière :

Pour la recherche du moment Mt34max on considère le chargement suivant :



Travée particulière

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

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

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

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

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

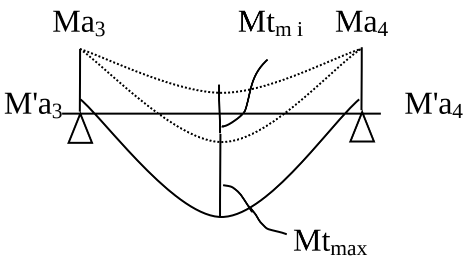
$M'a_3 = 0{,}4\min(M_{023}, M_{034})$

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

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

Remarque :

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



b- Cas ou la travée particulière est une travée de rive :

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

III.3 Calcul des moments :

On utilise la méthode forfaitaire pour les poutrelles de type (1) ; type (2) ; type (3)

Et on utilise la méthode forfaitaire modifié pour les poutrelles de type (4) et type(5). Pour le type(2) et type (4), vu la symétrie, le calcul sera effectué seulement pour la moitié de la poutrelle.

Exemple de calcul :

On choisit le type (1) pour la méthode forfaitaire et le type (5) pour la méthode forfaitaire modifiée

III.3.1 Sollicitation à l'E.L.U :

Q_U = 5,89 KN/ ml

$\alpha = Q/(Q+G) = \frac{0.975}{0.975+3.276} = 0.229$

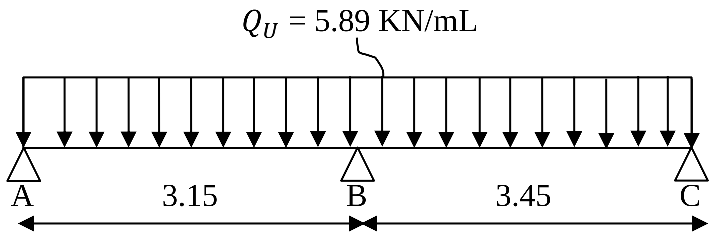
$(1+0{,}3\alpha) = 1{,}07 > 1{,}05$ donc on doit prendre 1,07

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

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

III.3.2 Pour le type(1) :

Ce type est calculé par la méthode forfaitaire.



a- Moments isostatiques :

$M_{0AB} = Q_u.L^2/8 = 5.89 \times 3.15^2 /8 = 7.30$ KN.m

$M_{0BC} = Q_u.L^2/8 = 5.89 \times 3.45^2/8 = 8.76$ KN.m

b- Moments sur appuis :

$M_A = 0{,}2\ M_{0AB} = 1.46$ KN.m

$M_B = 0{,}6 \max(M_{0AB}, M_{0BC}) = 5.26$ KN.m

$M_C = 0{,}2\ M_{0BC} = 1.75$ KN.m

c- Moment en travée :

- **Travée (AB) de rive :**

1-$Mt^{AB} \geq 1{,}07 \times 7.30-(1{,}46+5.26)/2 = 4.45$ KN.m

2- $Mt^{AB} \geq 0{,}63 \times 7.30 = 4.60$ KN.m

On prend : $\boxed{M_t^{AB}==4{,}45}$

- **Travée(BC) de rive :**

1- $Mt^{BC} \geq 1{,}07 \times 8.76-(5.26+1.75)/2 = 5.87$ KN.m

2- $Mt^{BC} \geq 0{,}63 \times 8.76 = 5.52$ KN.m

On prend : $\boxed{M_t^{BC}=5.87 \text{ KN.m}}$

d- L'effort tranchant :

Pour le calcul des efforts tranchants on utilise les formules suivantes : qui nous donne les valeurs présentées si dessous :

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

- **Travée (AB) :**

$$T_A = \frac{1.46 - 5.26}{3.15} + \frac{5.89 \text{ x } 3.15}{2} = 8.07\text{KN}$$

$$T_B = \frac{1.46 - 5.26}{3.15} - \frac{5.89 \text{ x } 3.15}{2} = -10{,}48\text{KN}$$

- **Travée (BC) :**

$$T_B = \frac{5.26 - 1.75}{3.45} + \frac{5.89 \text{ x } 3.45}{2} = 11.18\text{KN}$$

$$T_C = \frac{5.26 - 1.75}{3.45} - \frac{5.89 \text{ x } 3.45}{2} = -09.14\text{KN}$$

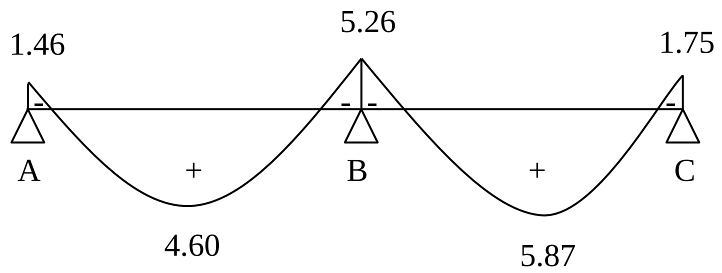


Figure III.3 : Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

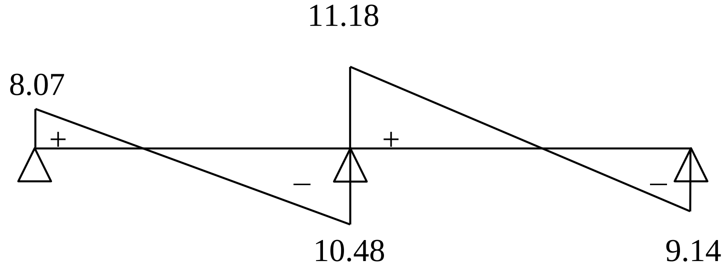
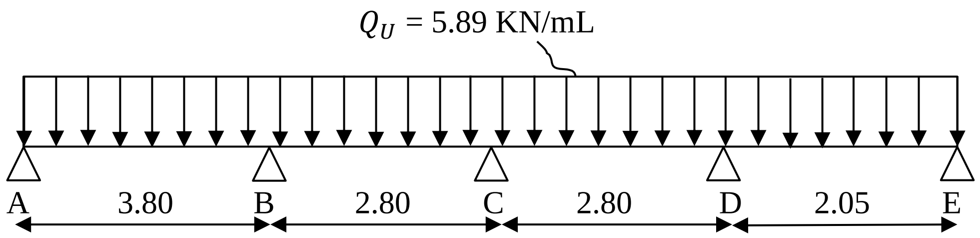


Figure III.4 : Diagramme des efforts tranchants T [KN]

III.3.3 Pour le type(5) :



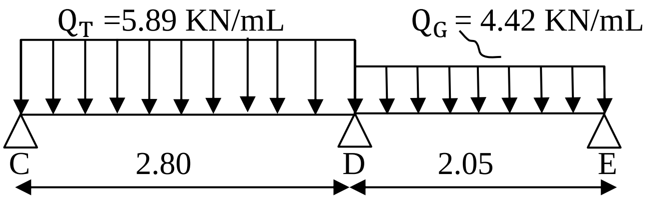
Dans la travée (CD) et (DE) en utiliser la Méthode forfaitaire modifiée.

III.3.3.1 Calcul du moment minimal de la travée particulière DE (Travée de rive):

Sollicitation à l'E.L.U :

Q_T=1,35G+1,5Q = 5.89 KN/ml

Q_G =1,35G = 4.422 KN/ml



a- **Moments isostatiques :**

M_{0CD}= $Q_T.L^2/8$ = 5.89 x 2.80²/8 = 5.77KN.m

M_{0DE}= $Q_T.L^2/8$ = 4.42 x 2.05²/8 = 2.32KN.m

b- **Moments sur appuis :**

M_C= 0,4M_{0CD} = 2,308 KN.m

M_D = 0.5 min (M_{0CD} ; M_{0DE}) = 1.16 KN.m

M_E = 0.2M_{0DE} = 0.644 KN.m

c- **Moment en travée particulière :**

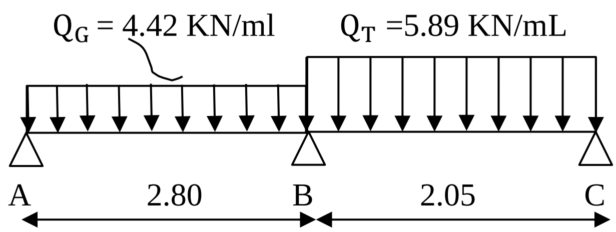
$$\mathbf{X} = \frac{\mathbf{L}}{\mathbf{2}} + \frac{M_D - M_E}{Q_G .\ L} = \frac{2.05}{2} + \frac{1.16-0.644}{4.42 \times 2.05} = 1.08 \text{ m}$$

$$Mt_{min}(X) = Q_G .\ X\left(\frac{L-X}{2}\right) - M_D\left(1-\frac{X}{L}\right) - M_E.\frac{X}{L}$$

$$Mt_{min}(X) = 4.422 \times 1.08\left(\frac{2.05-1.08}{2}\right) - 1.16\left(1-\frac{1.08}{2.05}\right) - 0.64 \times \frac{1.08}{2.05}$$

$$\boxed{Mt_{min} = 1.43 \text{ KN.m}}$$

III.3.3.2 Calcul du moment maximal de la travée DE :



a- Moments isostatiques :

M'_{0CD}= $Q_G.L^2/8$ = 4.42 x 2.80²/8 = 4.35KN.m

M'_{0DE}= $Q_T.L^2/8$ = 5.89 x 2.05²/8 = 3.09KN.m

b- Moments sur appuis :

M_C= 0,4 M'_{0CD} = 1.74 KN.m

M_D = 0.5 min (M'_{0CD} ; M'_{0DE}) = 1.55 KN.m

M_E = 0.2 M'_{0DE} = 0.618 KN.m

c- Moment en travée particulière DE :(Mt max) :

$X = \frac{L}{2} + \frac{M'_D - M'_E}{Q_T \cdot L} = \frac{2.05}{2} + \frac{1.55-0.618}{5.89 \times 2.05} = 1.10$ m

$Mt_{max}(X) = Q_T \cdot X \left(\frac{L-X}{2}\right) - M'_D \left(1-\frac{X}{L}\right) - M'_E \cdot \frac{X}{L}$

$Mt_{max}(X) = 5.89 \times 1.10 \left(\frac{2.05-1.10}{2}\right) - 1.55 \left(1-\frac{1.10}{2.05}\right) - 0.618 \times \frac{1.10}{2.05}$

$\boxed{Mt_{max} = 2.03 \text{ KN.m}}$

III.3.3.3 Calcul des moments dans les autres travées :

On utilise la méthode forfaitaire **:**

a- Moments isostatiques :

M_{0AB} = $Q_u. L^2/8$ = 10.63 KN.m

M_{0BC} = $Q_u. L^2/8$ = 5.77 KN.m

M_{0CD} = $Q_u. L^2/8$ = 5.77 KN.m

M_{0DE} = $Q_u. L^2/8$ = 3.09 KN.m

b- Moments sur appuis :

$M_A = 0.2\ M_{0AB} = 2.126$ KN.m

$M_B = 0.5 \max (M_{0AB}\ ;\ M_{0BC}) = 5.315$ KN.m

$M_C = 0.4\ \text{mx} (M_{0BC}; M_{0CD}) = 2.308$ KN.m

$M_D = 0.5 \max (M_{0CD}\ ; M_{0DE}) = 2.885$ KN.m

$M_E = 0.2\ M_{0DE} = 0.618$ KN.m

c- Moment en travée (AB, BC, CD et DE):

- **Travée(AB) de rive :**

$\left.\begin{array}{l} 1\text{– } Mt^{AB} \geq 7.653 \text{ KN.m} \\ 2\text{– } Mt^{AB} \geq 6.70 \text{ KN.m} \end{array}\right\} \longrightarrow$ On prend : $\boxed{Mt^{AB} = 7.65 \text{ KN.m}}$

- **Travée(BC) Intermediaire :**

$\left.\begin{array}{l} 1\text{– } Mt^{BC} \geq 3.166 \text{ KN.m} \\ 2\text{– } Mt^{BC} \geq 3.05 \text{ KN.m} \end{array}\right\} \longrightarrow$ On prend : $\boxed{Mt^{BC} = 3.16 \text{ KN.m}}$

- **Travée(CD) Intermediaire :**

$\left.\begin{array}{l} 1\text{– } Mt^{CD} \geq 3.58 \text{ KN.m} \\ 2\text{– } Mt^{CD} \geq 3.05 \text{ KN.m} \end{array}\right\} \longrightarrow$ On prend : $\boxed{Mt^{CD} = 3.58 \text{ KN.m}}$

d- L'effort tranchant:

- **Travée (AB):**

$\left\{\begin{array}{l} T_A = 10.35 \text{ KN} \\ T_B = -12.02 \text{ KN} \end{array}\right.$

- **Travée (BC):**

$\left\{\begin{array}{l} T_B = 9.32 \text{ KN} \\ T_C = -7.17 \text{ KN} \end{array}\right.$

- **Travée (CD):**

$\left\{\begin{array}{l} T_C = 8.04 \text{ KN} \\ T_D = -8.45 \text{ KN} \end{array}\right.$

- **Travée (DE):**

$\left\{\begin{array}{l} T_D = 7.14 \text{ KN} \\ T_E = -4.93 \text{ KN} \end{array}\right.$

Travée (DE) particulière :

- **T_{min} (travée déchargée)**

$$\begin{cases} T_D = \left(\frac{1.16-0.644}{2.05}\right) + \left(\frac{4.42 \text{ x } 2.05}{2}\right) = 4.78 \text{ KN} \\ T_E = \left(\frac{1.16-0.644}{2.05}\right) - \left(\frac{4.42 \text{ x } 2.05}{2}\right) = -4.28 \text{ KN} \end{cases}$$

- **T_{max} (travée chargée)**

$$\begin{cases} T_D = \left(\frac{1.545-0.618}{2.05}\right) + \left(\frac{5.89 \text{ x } 2.05}{2}\right) = 6.49 \text{ KN} \\ T_E = \left(\frac{1.545-0.618}{2.05}\right) - \left(\frac{5.89 \text{ x } 2.05}{2}\right) = -5.58 \text{ KN} \end{cases}$$

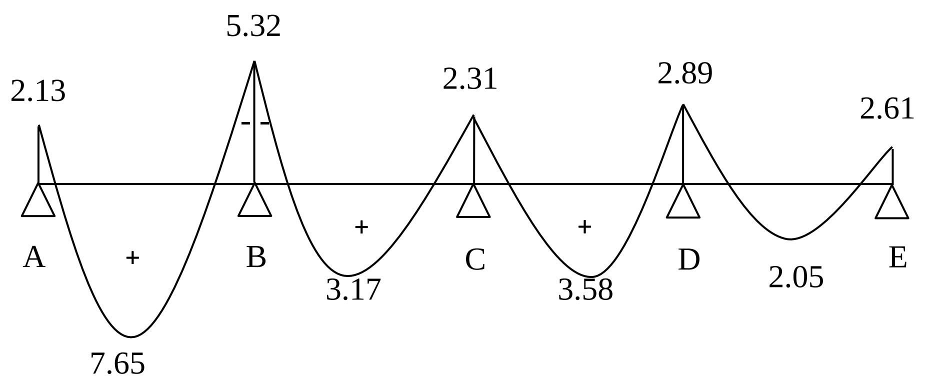


Figure III.5 : Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

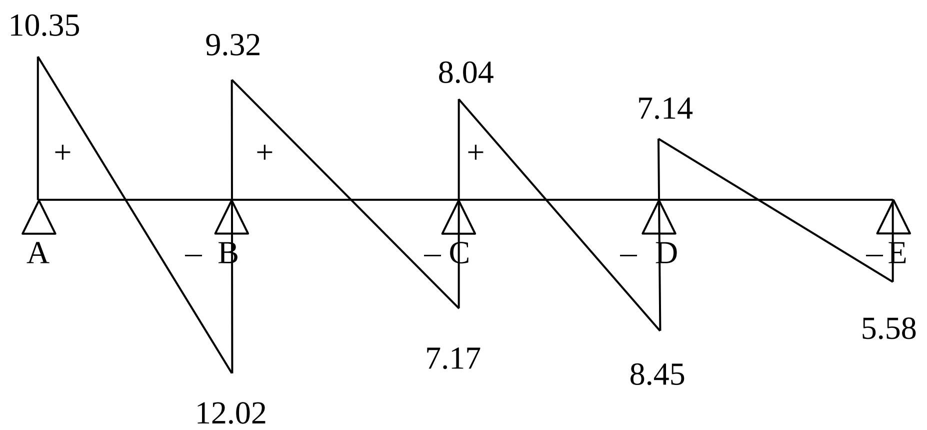


Figure III.6 : Diagramme des efforts tranchants T [KN]

III.3.3.4 Tableau récapitulatif des résultats obtenus :

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

Tableau III.1 : Récapitulatif des résultats obtenus.

Type de poutrelle	travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M_0	M_t	M_w	M_e	T_w	T_e	M_0	M_t	M_w	M_e
01	A-B	3.15	7.30	4.60	1.46	5.26	8.07	-10.48	5.27	3.32	1.06	3.79
	B-C	3.45	8.76	5.87	5.26	1.75	11.18	-9.14	6.32	4.24	3.79	1.26
02	A-B	3.45	8.76	6.30	1.75	4.38	9.40	-10.92	6.32	4.55	1.26	3.16
	B-C	3.15	7.30	4.16	4.38	2.92	9.74	-8.82	5.27	3.00	3.16	2.11
	C-D	2.95	6.40	4.11	2.92	2.56	8.81	-8.57	4.62	2.96	2.11	1.85
	D-E	2.85	6.40	4.11	2.56	2.92	8.57	-8.51	4.62	2.96	1.85	2.11
	E-F	3.15	7.30	4.16	2.92	4.38	8.92	-9.74	5.27	3.00	2.11	3.16
	F-G	3.45	8.76	6.30	4.38	1.75	10.92	-9.40	6.32	4.55	3.16	1.26
03	A-B	1.90	2.66	2.13	0.53	0.53	5.60	-5.60	1.92	1.54	0.38	0.38
04	A-B	2.80	5.77	4.15	1.15	2.89	7.63	-8.86	4.17	3.00	0.83	2.09
	B-C	2.70	5.36	3.22	2.89	2.14	8.23	-7.68	3.87	2.31	2.09	1.57
	C-D	2.20	3.56	2.02	2.14	1.42	6.80	-6.15	2.57	1.45	1.57	1.03
	D-E	2.25	3.72	2.52	1.42	1.49	6.92	-6.33	2.69	1.82	1.03	1.08
	E-F	1.15	0.97	0.58	0.39	0.39	3.39	-3.39	0.70	0.42	1.08	1.08
	F-G	2.25	3.72	2.52	1.49	1.42	6.33	-6.92	2.69	1.82	1.08	1.03
	G-H	2.20	3.56	2.02	1.42	2.14	6.15	-6.80	2.57	1.45	1.03	1.57
	H-I	2.70	5.36	3.22	2.14	2.89	7.68	-8.23	3.87	2.31	1.57	2.09
	I-J	2.80	5.17	4.15	2.89	1.15	8.86	-7.63	4.17	3.00	2.09	0.83
05	A-B	3.80	10.63	7.65	2.13	5.32	10.35	-12.02	7.67	5.52	1.53	3.84
	B-C	2.80	5.77	3.17	5.32	2.31	9.32	-7.17	4.17	2.21	3.84	1.67
	C-D	2.80	5.77	3.58	2.31	2.89	8.04	-8.45	4.17	2.58	1.67	2.09
	D-E	2.05	3.09	2.03	2.89	0.62	7.14	-5.58	2.23	1.46	2.09	0.45

Les sollicitations maximales de calcul sont :

E.L.U
- $M_{travée}$ = 7.65 KN.m
- $M_{appuimax}$: Mappui (inter.) = 5.32 KN.m
  Mappui (rive) = 2.13 KN.m
- T_{max} =12,02 KN

E.L.S
- $M_{travée}$ =5.52 KN.m
- M_{appui} =3.84 KN.m

III.4 Calcul du ferraillage des poutrelles :(à l'ELU) :

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

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

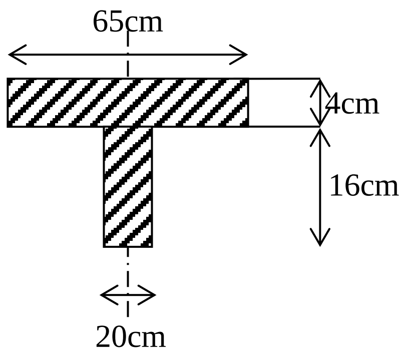


Figure III .7 : Dimensionnement des poutrelles

Données :

- Largeur de la poutrelle b=65cm.
- Largeur de la b_0=12cm.
- La hauteur de la section h_t=20cm.
- Epaisseur de la dalle decompréssion h_0=4cm.
- Hauteur utile des aciers tendus d=0,9h=18cm
- Contrainte des aciers utilisés fe=400 Mpa
- Contrainte du béton à 28 jours f_{c28}=25 Mpa
- Contrainte limite de traction du béton ft_{28}=2,1Mpa.
- Fissuration peu préjudiciable (plancher RDC au 7^{éme} étage)
- Fissuration préjudiciable (plancher terrasse)

III.4.1 Plancher étage courant (RDC au $7^{éme}$ étage) :

Pour le calcul de ferraillage on prend les sollicitations maximales suivantes

E.L.U
$$\begin{cases} M_{travée} = 7.65 \text{ KN.m} \\ M_{appui} : \text{Mappui (inter.)} = 5.32 \text{ KN.m} \\ \qquad\quad \text{Mappui (rive)} = 2.13 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 12{,}02 \text{ KN} \end{cases}$$

III.4.1.1 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.h_0.σbc(d-h_0/2)=65x4x14,17(18-4/2)x10^{-3}=58,95KN.m

Mt_{max} = 7.65 KN.m < 58.95 KN.m

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (b x h_t) = (65 x 20) cm² soumise à Mt_{max} =7.65 KN.m

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma bc.d^2.b} = \frac{7.65 \, x \, 10^3}{14.17 \, x \, 18^2 \, x \, 65} = 0.026$$

$\mu = 0.026 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.987$

$$\sigma_s = \frac{\text{fe}}{\sigma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_S = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s} \quad \frac{7.65 \, x \, 10^3}{0.987 \, x \, 18 \, x \, 348} = 1.237 \text{ cm}^2$$

III.4.1.2 Condition de non fragilité (section en Té) :

$$A_{min} = \frac{I}{0.81.ht.V2} \, x \, \frac{f_{t28}}{fe}$$

Avec :

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

$$V_2 = \frac{\left(65.4.(20-\frac{4}{2})\right)+\left(12.(20-4).(\frac{20-4}{2})\right)}{(65.4)+(12.(20-4)} = 13.75 \text{ cm}$$

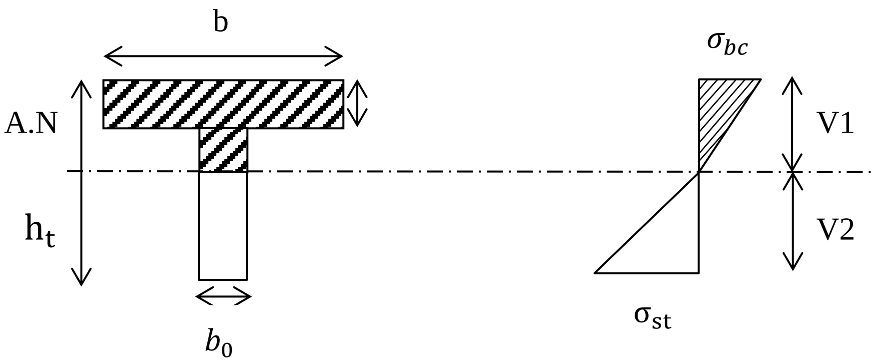


Figure III .8 Condition de non fragilité (section en Té)

$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13.76 = 6.24$ cm

$$I = \frac{bV_1^3 - \left((b - b_0) x (V_1 - h_0)^3\right)}{3} + \frac{b_0 \text{ x } (h - V_1)^3}{3}$$

$$I = \frac{(65 \text{ x } 6.24^3) - \left((65 - 12) \text{ x } (6.24 - 4)^3\right)}{3} + \frac{12 \text{ x } (20 - 6.24)^3}{3}$$

$$\boxed{I = 15486.94 \text{ cm}^4}$$

$$A_{min} = \frac{I \text{ x } f_{t28}}{0.81 \text{ x } h_t \text{ x } v_2 \text{ x fe}} = \frac{15486.94 \text{ x } 2.1}{0.81 \text{ x } 20 \text{ x } 13.75 \text{ x } 400}$$

$$\boxed{A_{min} = 0.37\ cm^2}$$

$A_{s\ cal} = 1.237\ cm^2 > A_{min} = 0.37\ cm^2$………………………………….. condition vérifiée

Le choix : 3T10 ➡ $A_s = 2.36\ cm^2$

- ❖ **Sur appuis de rive :**

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b_0x h) = (12x20) cm²

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma bc.d^2.b_0} = \frac{2.126\ x\ 10^3}{14.17\ x\ 18^2\ x\ 12} = 0.039.$$

$\mu = 0.039 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.981$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\sigma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_s} \quad \frac{2.126\ x\ 10^3}{0.981\ x\ 18\ x\ 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

III.4.1.3 Condition de non fragilité (section en Té) :

$A_{min} = \frac{I}{0.81 .ht.V1} x \frac{f_{t28}}{fe} = \frac{15486.94 x 2.1}{0.81 x 20 x 6.24 x 400}$

$\boxed{A_{min} = 0.80\ cm^2}$

$A_{s\ cal} = 0.35\ cm^2 < A_{min} = 0.80\ cm^2$…………………………………. condition non vérifiée

Donc on prend : A_{min} = 0.80 cm^2

Le choix : 1T12 $\longrightarrow$ $A_S = 1.13 cm^2$

- **Sur appuis intermédiaire :**

$\mu = \frac{M_a}{\sigma bc.d^2.b_0} = \frac{5.315 x 10^3}{14.17 x 18^2 x 12} = 0.096$

$\mu = 0.096 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.949$

$A_t = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_s}\ \frac{5.315\ x\ 10^3}{0.949\ x\ 18\ x\ 348} = 0.89\ cm^2$

III.4.1.4 Condition de non fragilité (section en Té) :

$A_{min} = \frac{I}{0.81 .ht.V1} x \frac{f_{t28}}{fe} = \frac{15486.94 x 2.1}{0.81 x 20 x 6.24 x 400}$

$\boxed{A_{min} = 0.80\ cm^2}$

$A_{s\ cal} = 0.89\ cm^2 > A_{min} = 0.80\ cm^2$…………………………………. condition vérifiée

Le choix : 1T12 $\longrightarrow$ $A_S = 1.13 cm^2$

III.4.1.5 Vérification des contraintes à E.L.S :

Le moment dans le plancher courant est (M_{ser} =5.52 KN.m).

1- 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=65cm ; η=15 ; A′=0 ; A=2.36 cm^2 ; d=18 cm.

$\frac{b}{2} y^2 + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0 \Rightarrow 32{,}5 y^2 + 35.4\ y - 637.20 = 0$

$\Rightarrow y = 3.91$ cm

Y =3.91cm $< h_0$=4 cm

2- Le moment d'inertie :

$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta As\ (d - y)^2 = 65 \times 3{,}91^3 + (15 \times 2.36 \times (18 - 3.91)^2)$

$\boxed{I = 8323.05\ cm^4}$

3- Détermination des contraintes dans le béton comprimé σbc :

$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{\mathrm{Mser}}{I} \times y = \frac{5.52 \times 10^3}{8323.05} \times 3.91 = 2.59$ MPa

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{c28} = 15$ MPa

$\sigma_{bc} = 2.59$ MPa $< \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa ……………………………………….. Condition vérifié

Remarque : pour le cas de fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st}

4- Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal T_{max} = 12.02 KN.

$\tau_u = \frac{T_u}{b_{0.d}} = \frac{12.02 \times 10^3}{0.12 \times 0.18} = 0.56$ MPa

5- Fissuration non préjudiciable :

$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma.b}\right.$;5 MPA) = 3.33 MPa

$\tau_u = 0.56$ MPa $< \overline{\tau_u} = 3.33$ MPa……………………………………… Condition vérifié

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement

6- Les armatures transversales At :

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), [2] on a :

$\Phi t \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \Phi L_{min}\right\}$

$\Phi t \leq \min\left\{\frac{200}{35} ; \frac{120}{10} ; 10\right\} = 5.71$ mm

On adopte : Φt =6mm

7- Calcul des espacements :

$\left.\begin{array}{l} S_t \leq \min (0{,}9d \,;\, 40cm) \\ S_t \leq \min (16.20;\, 40cm) \end{array}\right\}$ $S_t \leq 16.20$ cm on prend $S_t = 15$ cm

8- La section des armatures transversales :

$\frac{A_t}{b_0 . S_t} . \frac{fe}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u\left(\frac{h}{2}\right) - 0.3k.f_{tj}}{0.9(\sin\alpha + \cos\alpha)}$

$f_{tj} = 0.06 + 0.6\ f_{cj}$

k =1 (fissuration non préjudiciable)

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

α=90° ⇒ sinα + cosα = 1

f_e= 235 MPa ; γ_s =1,15

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

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

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

On calcul la distance "X" : T_{max} = 12.02 KN $T_u\left(\frac{h}{2}\right)$?

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

$X = \frac{3.80}{2} + \frac{2.126 - 5.315}{5.89 \text{ x } 3.80}$

X = 1.76 m

$\frac{h}{2} = \frac{0.20}{2}$ = 0.10 m.

$X - \left(\frac{h}{2}\right)$ = 1.76 – 0.10 = 1.66 m

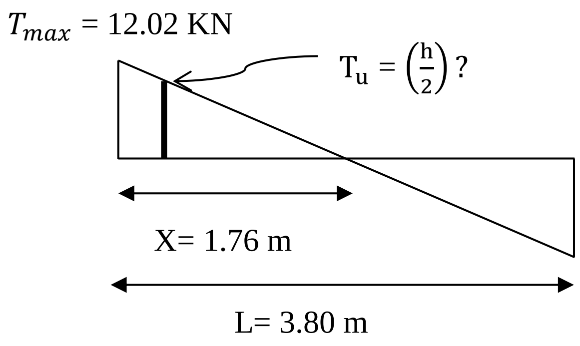


Figure III-9 : Effort tranchant par la méthode des triangles semblables

Donc :

$T_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{12.02 \text{ x } 1.66}{1.76}$

$T_u\left(\frac{h}{2}\right)$ = 11.34 MPa

$\tau_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{11.34 \text{ x } 10^{-3}}{0.12 \text{ x } 0.18}$

$\tau_u\left(\frac{h}{2}\right)$ = 0.53 MPa

$\left(\frac{A_t}{s_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0.53-0.3 \text{ x } 1 \text{ x } 2.1) \text{ x } 12 \text{ x } 1.15}{0.9 \text{ x } 1 \text{ x } 235}$ = - 0.0065 cm …………..(1)

9- Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \text{ x } f_e}{b_0 \text{ x } s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u \left(\frac{h}{2}\right)}{2} \text{ ; } 0.4 \text{ MPa}\right)$$

$$\frac{A_t \text{ x } f_e}{b_0 \text{ x } s_t} \geq \max\left(\frac{0.53}{2} \text{ ; } 0.4 \text{ MPa}\right) = 0.40 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{s_t}\right)_{min} \geq \frac{0.40 \text{ x } b_0}{f_e} = \frac{0.40 \text{ x } 12}{235} = 0.02 \text{ cm}\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots..(2)$$

En prend le max entre (1) et (2) ⇒ $\left(\frac{A_t}{s_t}\right) \geq 0.02$ cm

Pour St =15 cm ⇒ At ≥ 0,02 x 15= 0,3 cm²

On prend : 2φ6 ⇒As= 0,57cm² avec un espacement : $\mathbf{s_t}$ **=15 cm**

D'après le RPA 99 (version 2003)

- Espacement dans la zone nodale :

$s_t \leq$ min (10 Φ_1 ; 15 cm) = min (10 cm ;15 cm) = 10 cm

s_t = 10 cm

- Espacement dans la zone courante :

$s_t \leq$ 15 cm ; On prend s_t= 15 cm

On adopte :

$$\begin{cases} \text{St=10 cm}\ldots\ldots\ldots\ldots\text{zone nodale} \\ \text{St=15cm }\ldots\ldots\ldots\ldots\text{zone courante} \end{cases}$$

10- Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

T_u = 12.02 KN

M_{appui} = 5.315 KN.m

$$F_u = \frac{M_{appui}}{Z} = \frac{5.315}{0.9 \text{ x } 18 \text{ x } 10^{-2}} = 32.81 \text{ KN}$$

F_u= 32.81 KN > 12.02 KN

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

III.4.1.6 Compression de la bille d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est :

$$\overline{\sigma_b} = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{a b_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

D'où : $\overline{\sigma_b} = \frac{2T}{ab_0}$

a : la longueur d'appuis de la biellette

On doit avoir $\overline{\sigma_b} < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 450 donc on doit vérifier que :

$\overline{\sigma_b} \leq 0.85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$\frac{2T}{ab_0} \leq 0.85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T.\gamma_b}{0.85 \text{ x } 12 \text{ x } f_{c28}}$

$a \geq \frac{2 \text{ x } 12.02 \text{x } 1.5}{0.85 \text{ x } 12 \text{ x } 25 \text{ x} 10}$ = 0.014 m = 14 cm

a = min (a′ ; 0,9d)

a′ : Largeur d'appui

a′=c−c′−2 cm

c′=2cm (Enrobage)

c: La largeur de l'appui = 35cm

a′ = 35−2−2= 31cm

a = 0.9d = 16.2 cm ≥ 1.40 cm ………………………………………… Condition vérifiée

III.4.1.7 Entraînement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$\boldsymbol{\tau_{user}} = \frac{T}{0.9d.\mu.n} \leq \overline{\tau_{user}} = \psi s.\ f_{t28}$

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

T : effort tranchant max T=12.02 KN.

n : nombre d'armatures longitudinales tendues n = 3.

μ : périmètre d'armature tendue μ = πΦ = 3,14 x 1 = 3,14 cm

$\tau_{user} = \frac{T}{0.9d.\mu.n} = \frac{12.0.2 \text{ x } 10^3}{16.20 \text{ x } 3.14 \text{ x } 3 \text{ x } 10^2}$ = 0.79 MPa

$\overline{\tau_{user}}$ = 1.5 x 2.1 = 3.15 MPa

τ_{user} = 0.79 MPa < $\overline{\tau_{user}}$ = 3.15 MPa……………………………….. Condition vérifiée

III.4.1.8 Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit "$\mathbf{L_s}$" est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre **Φ** pour équilibrer une contrainte d'adhérence $\boldsymbol{\tau_s}$. La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime :

$\boldsymbol{\tau_s}$ = 0,6 ψs^2. f_{t28} = 0,6 $(1,5)^2$. 2,1 = 2,835 MPa.

La longueur de scellement droit $\mathbf{L_s = Ø\ \frac{f_e}{4\,\tau s}}$

Ø : Diamètre d'une barre égale 1cm

$L_s = \frac{1 \text{ x } 400}{4 \text{ x } 2.835} = 35.27$ cm

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire **(b = 30 cm)** , on est obligés de courber les armatures d'une valeur **« r » : r = 5,5Φ** = 5,5×1 = 5.5 cm.

III.4.1.9 Vérification de la flèche

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \longrightarrow \frac{20}{380} = 0.053 > 0.044 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \text{ x } M_{0\,ser}} \longrightarrow \frac{20}{380} = 0.053 > \frac{5.52}{15 \text{ x } 7.67} = 0.044 \ldots\ldots\ldots\ldots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3.6}{f_e} \longrightarrow \frac{2.36}{12 \text{ x } 18} = 0.011 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ Condition non vérifiée} \end{cases}$$

La $3^{ème}$condition n'est pas vérifiée ; Donc on passe au calcul pratique de la flèche :

On va calculer :

$$F_i = \frac{M_i\,.\ L^2}{10\ .\ E_i\ .\ I\ .\ f_i} \quad ; \quad F_v = \frac{M_{v.}\ L^2}{10\ .\ E_v\ .\ I\ .\ f_v}$$

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 $(fc_{28})^{\frac{1}{3}}$ = 32164.2 MPa

E_v = 3700 $(fc_{28})^{\frac{1}{3}}$ = 10818.86 MPa

$$If_i = \frac{1.1 \text{ x } I_0}{1+ \lambda_i \text{ x } \mu_i} \quad ; \quad If_v = \frac{1.1 \text{ x } I_0}{1+ \lambda_v \text{ x } \mu_g}$$

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

If_i : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

If_v : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

1- Détermination du centre de gravité :

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

$$y_G = \frac{(65 \text{ x } 4).(2+20-4)+\left[\frac{(20-4).12.(20-4)}{2}\right]+15 \text{ x } 2.36 \text{ x } 2}{(65 \text{ x } 4)+(20-4).12+15 \text{ x} 2.36}22$$

$\mathbf{y_G}$ **= 12.89 cm**

2- Détermination du moment d'inertie:

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

$$I_x = \frac{65 \cdot (12.89)^3}{3} - \frac{(65-12)\text{x}(12.89-4)^3}{3} + \frac{12(20-12.89)^3}{3} + 15 \text{ x } 2.36(18-12.89)^2$$

$\mathbf{I_x}$ **= 36353.06 cm^4**

3- Charges prises en comptes :

1-charge avant mise de revêtement : **j** = 2,8 x 0, 65 = **1,82 KN/m.**

2-charge après mise de revêtement : **G =** 5,06 x 0, 65 = **3.29 KN/m.**

3-charge total à l'E.L.S : P = (G+Q) : **P** = (5,06+1,5) x 0, 65 = **4.264 KN/m.**

4- Calcul des moments correspondants :

$$\boldsymbol{M_j} = \frac{\mathbf{0.85 \cdot J.L^2}}{\mathbf{8}} = \frac{0{,}85 \text{ x } 1{,}82 \text{ x } (3.80)^2}{8} = \mathbf{2.79\ KN.m}$$

$$\boldsymbol{M_G} = \frac{\mathbf{0.85 \cdot G \cdot L^2}}{\mathbf{8}} = \frac{0{,}85 \text{ x } 3.29 \text{ x } (3.80)^2}{8} = \mathbf{5.05\ KN.m.}$$

$$\boldsymbol{M_p} = \frac{\mathbf{0.85 \cdot p \cdot L^2}}{\mathbf{8}} = \frac{0{,}85 \text{ x } 4.264 \text{ x } (3.80)^2}{8} = \mathbf{6.54\ KN.m.}$$

5- Calcul des contraintes :

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A_s \cdot Z} = \frac{2.79 \text{ x } 10^3}{2.36 \text{ x } 0.9 \text{ x } 18} = 72.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sG} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = = \frac{5.05 \text{ x } 10^3}{2.36 \text{ x } 0.9 \text{ x } 18} = 132.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A_s \cdot Z} = = \frac{6.54 \text{ x } 10^3}{2.36 \text{ x } 0.9 \text{ x } 18} = 171.06 \text{ MPa}$$

6- Calcul des coefficients f ; $\boldsymbol{\lambda_i}$; $\boldsymbol{\lambda_v}$:

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12 \text{ x } 18} = 0.011$$

$$\lambda_i = \frac{0.05\, f_{t28}}{\left(\frac{2+3\, b_0}{b}\right)f} = \frac{0.05 \text{ x } 2.1}{\left(\frac{2+3 \text{ x } 12}{65}\right)0.011} = 3.75$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = \frac{2}{5} \text{ x } 3.75 = 1.5$$

7- Calcul des coefficients (μ_i) :

➢ $\mu_i = 1 - \frac{1.75\, f_{t28}}{(4\,.\, f\,.\sigma_{si}) + f_{t28}}$

$$\begin{cases} \mu_j = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.011 \times 72.98) + 2.1}\right] = 0.31 \\ \mu_G = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.011 \times 132.08) + 2.1}\right] = 0.54 \\ \mu_p = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.011 \times 171.06) + 2.1}\right] = 0.62 \end{cases}$$

8- Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$If_i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_i}$; $I_0 = I_G = 36353.06$ cm^4.

$If_j = \frac{1.1 \times 36353.06}{1 + 3.75 \times 0.31} = 18491.73$ cm^4.

$If_G = \frac{1.1 \times 36353.06}{1 + 3.75 \times 0.54} = 13219.29$ cm^4.

$If_p = \frac{1.1 \times 36353.06}{1 + 3.75 \times 0.62} = 12026.58$ cm^4.

$If_v = \frac{1.1 \times 36353.06}{1 + 1.5 \times 0.54} = 22093.02$ cm^4.

9- Calcul des valeurs de la flèche correspondantes :

$F_i = \frac{M_i\,.\, L^2}{10\,.\, E_i\,.\, I\,.\, f_i}$

$F_{ij} = \frac{2.79 \times 3.80^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 18491.73} = 0.068$ cm

$F_{iG} = \frac{5.05 \times 3.80^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 13219.29} = 0.17$ cm

$F_{ip} = \frac{6.54 \times 3.80^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 12026.58} = 0.24$ cm

$F_{vg} = \frac{5.05 \times 3.80^2 \times 10^7}{10 \times 10818.86 \times 22093.02} = 0.31$ cm

$F_{total} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{iG}$

$F_{total} = 0.31 - 0.068 + 0.24 - 0.17 = 0.312$ cm

$\mathbf{F_{total} = 0.312}$ **cm**

$F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0.76$ cm

$F_{total} = 0.312$ cm $< F_{adm} = 0.76$ cm …………………………………….condition vérifiée.

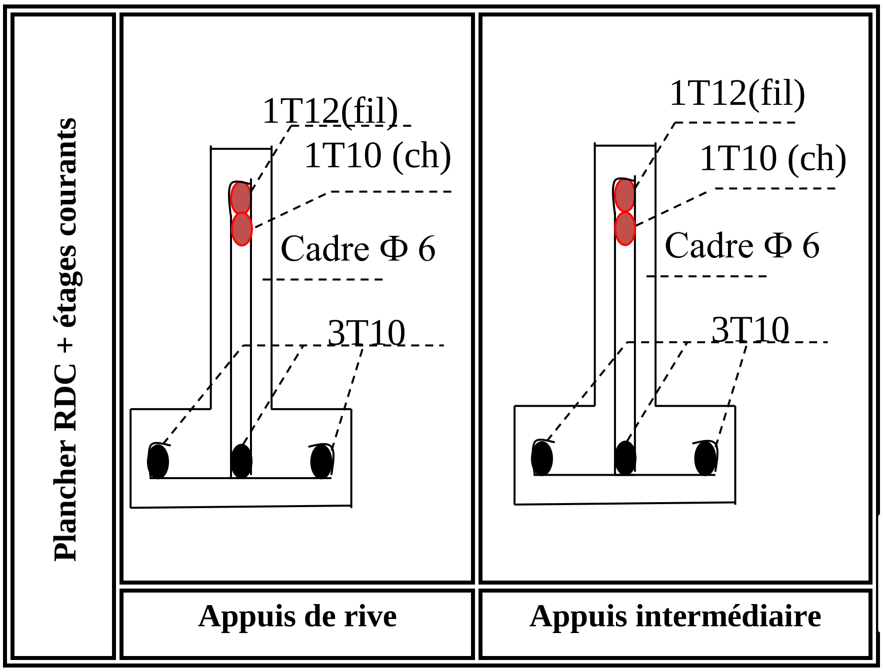


Figure III-10 : Détail de ferraillage des poutrelles (étage courants + RDC)

III.5 Plancher terrasse :

On a les mêmes types de poutrelles définies précédemment

III.5.1 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.5.2 Calcul de ferraillage (Plancher terrasse):

Pour le calcul de ferraillage on prend les sollicitations maximales aquise du **RDM6** :

E.L.U
$$\begin{cases} M_{travée} = 6.29 \text{ KN.m} \\ M_{appui} : \text{Mappui (inter.)} = 9.12 \text{ KN.m} \\ \qquad\quad \text{Mappui (rive)} = 2.40 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 14.32 \text{ KN} \end{cases}$$

E.L.S
$$\begin{cases} M_{travée} = 5.80 \text{ KN.m} \\ M_{appui} = 6.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.5.2.1 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 calcul le moment équilibre par la table « $\mathbf{M_t}$ ».

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_t = 65 \times 4 \times 14.17 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 10^{-3} = 58.95 \text{ KN.m}$$

$M_{t\,max}$ = 6.29 KN.m < M_t = 58.95 KN.m

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (bxht)= (65 x24) cm² soumise à $M_{t\,max}$ = 6.29 KN.m

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{6.29 \times 10^3}{14.17 \times 18^2 \times 65} = 0.021$$

$\mu = 0.021 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow A_s' = 0$

$\mu = 0.021 \longrightarrow \beta = 0.9895$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{t\,max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6.29 \times 10^3}{0.9895 \times 18 \times 348} = 1.014 \text{ cm}^2$$

III.5.2.2 Condition de non fragilité (section en Té) :

$$A_{min} = \frac{I \cdot f_{t28}}{0.81 \cdot h_t \cdot V_2 \cdot f_e}$$

Avec :

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

$$V_2 = \frac{\left(65 \cdot 4 \cdot \left(20 - \frac{4}{2}\right)\right) + \left(12 \cdot (20 - 4) \cdot \left(\frac{20 - 4}{2}\right)\right)}{(65 \cdot 4) + (12 \cdot (20 - 4))} = 13.76 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13.76 = 6.24 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{(65 \times 6.24^3) - \left((65 - 12) \times (6.24 - 4)^3\right)}{3} + \frac{12 \times (20 - 6.24)^3}{3}$$

I = 15486.94 cm^4

$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0.81 \times h_t \times v_2 \times fe} = \frac{15486.94 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 13.75 \times 400}$

$A_{min} = 0.37\ cm^2$

$A_{s\ cal} = 1.014\ cm^2 > A_{min} = 0.37\ cm^2$ ……………………………………condition vérifiée

On prend : 2T10 $\longrightarrow$ $\mathbf{A_s = 1,57\ cm^2/ml}$

- **sur appuis intermédiaire (armatures supérieurs) :**

$\mu = \frac{M_a}{\sigma bc.d^2.b_0} = \frac{9.12 \times 10^3}{14.17 \times 18^2 \times 12} = 0.17$

$\mu = 0.17 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow A'_s = 0$

$\mu = 0.17 \longrightarrow \beta = 0.906$

$A_s = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_s}\ \frac{9.12 \times 10^3}{0.906 \times 18 \times 348} = 1.61\ cm^2$

III.5.2.3 Condition de non fragilité (section en Té):

$A_{min} = \frac{I}{0.81\ .ht.V1} \times \frac{f_{t28}}{fe} = \frac{15486.94 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 6.24 \times 400} = 0.8\ cm^2$

$A_{s\ cal} = 1.61\ cm^2 > A_{min} = 0.80\ cm^2$………………………………….. condition vérifiée

On prend : 2T12 $\longrightarrow$ $\mathbf{A_s = 2.26\ cm^2/ml}$

- **sur appuis de rive :**

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b_0x h) = (12x20) cm²

$\mu = \frac{M_a}{\sigma bc.d^2.b_0} = \frac{2.40 \times 10^3}{14.17 \times 18^2 \times 12} = 0.044.$

$\mu = 0.044 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow A'_s = 0$

$\mu = 0.044 \longrightarrow \beta = 0.978$

$A_s = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_s}\ \frac{2.40 \times 10^3}{0.978 \times 18 \times 348} = 0.39\ cm^2$

III.5.2.4 Condition de non fragilité (section en Té):

$A_{min} = \frac{I}{0.81\ .ht.V1} \times \frac{f_{t28}}{fe} = \frac{15486.94 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 6.24 \times 400} = 0.8\ cm^2$

Donc :

$A_{s\ cal} = 0.39\ cm^2 < A_{min} = 0.80\ cm^2$………………………………….. condition non vérifiée

On prend : $A_{min} = 0.80\ cm^2$

Le choix : 1T12 $\longrightarrow$ $\mathbf{A_s = 1.13\ cm^2/ml}$

III.5.2.5 Vérification des contraintes à E.L.S :

1- **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.

$b=65cm$; $\eta = 15$; $A'= 0$, $A= 1.57\ cm^2$; $d = 18\ cm$

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

$$32.5\ y^2 + 23.55\ y - 423.9 = 0$$

$Y = 3.27\ cm < h_0 = 4cm$

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

2- **Le moment d'inertie :**

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

$$I_G = \frac{65\ x\ 3.27^3}{3} + 15\ x\ 1.57\ (18 - 3.27)^2$$

$I_G = 5685.30\ cm^4$

3- **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} . y = \frac{5.80\ x\ 10^3}{5685.30}\ x\ 3.27 = 3.36\ MPa.$$

$\overline{\sigma bc} = 0.6\ f_{c28} = 15\ MPA$

$\sigma bc = 3.36\ MPa < \overline{\sigma bc} = 15 MPa.$

4- **Contrainte maximale dans l'acier tendue σst :**

$$\boldsymbol{\sigma}_{st} = \eta . \frac{M_{ser}(d-y)}{I} = \frac{5.80\ x 10^3 x\ (18-3.27)}{5685.30}\ x\ 15 = 225.40\ MPa$$

$\boldsymbol{\sigma_{st} = 225.40\ MPa}$

$\overline{\sigma st} = \min (2/3.fe\ ;\ 110\sqrt{n\ .\ f_{tj}})$ MPa…………………………………..fissuration non préjudiciable

$\boldsymbol{\sigma}_{st} = 225.40\ MPa < \overline{\sigma st} = 202\ MPa$…………………………………… condition vérifiée

5- **Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)**

L'effort tranchant maximal T_{max}=14.32 KN.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_{0.d}} = \frac{14.32\ x\ 10^3}{0.12\ x\ 0.18} = 0.66\ MPa$$

6- **Fissuration préjudiciable :**

$\overline{\tau_u} = \min (0.13\ f_{c28}\ ;\ 5\ MPa) = 3.25\ MPa$

$\tau_u = 0.66\ MPa < \overline{\tau_u} = 3.25\ MPa$……………………………… condition vérifiée

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

7- Les armatures transversales A_t:

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

Diamètre :

$Ø_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}\ ;\frac{b}{10}\ ;\ Ø_l\right\}$

$Ø_t \leq \min\left\{\frac{200}{35}\ ;\frac{120}{10}\ ;10\right\}$ = 5.71 mm

On adopte : **$Ø_t$ = 6 mm**

8- Calcul des espacements :

$\left.\begin{array}{l} S_t \leq \min (0{,}9d\ ;\ 40cm) \\ S_t \leq \min (16.2\ ;\ 40cm) \end{array}\right\} \quad S_t < 16.2 \text{ cm}$

On adopte : **S_t =15 cm**

9- La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0\ .s_t}\ .\frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u\left(\frac{h}{2}\right) - 0.3\ k.f_{tj}}{0.9(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

k=1 (fissuration préjudiciable)

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

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

$f_e = 235\text{MPa}$

$\gamma_s = 1.15$

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

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

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

On calcul la distance "X":

$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q\ .L} = \frac{3.80}{2} + \frac{9.12 - 2.40}{6.66 \text{ x } 3.80} = 2.16$ m

X = 2.16 m

$\frac{h}{2} = \frac{0.20}{2} = 0.10$ m

$X - \frac{h}{2} = 2.16 - 0.10 = 2.06$ m

T_{max} = 14.32 KN

Donc : $T_u\left(\frac{h}{2}\right) = 14.32 \text{ x } \frac{2.06}{2.16} = 13.66$ KN

$T_u\left(\frac{h}{2}\right) = 13.66KN$

D'où : $\tau_{u.}\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{13.66 \text{ x } 10^3}{0.12 \text{ x } 0.18} = 0.67$ MPa

$\tau_{u.}\left(\frac{h}{2}\right) = 0.67$ MPa

$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0.67-0.3 \text{ x1x } 2.1) \text{ x } 12 \text{ x } 1.15}{0.9 \text{ x } 1 \text{ x } 235} = 0.0026$ cm…………...(1)

10- Pourcentage minimal des armatures transversales :

$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \left[\frac{\tau_u\left(\frac{h}{2}\right)}{2} \text{ ; 0.4 mMPa}\right]$

$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \left[\frac{0.67}{2} \text{ ; 0.4 mMPa}\right] = 0.4$ MPa

$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0.4 \text{ } b_0}{f_e} = \frac{0.4 \text{ x } 12}{235}$ 0.012 cm …………………………(2)

En prend le max entre (1) et (2)

$\left(\frac{A_t}{S_t}\right) \geq 0.012$ cm

Pour St =15 cm ⇒ At ≥ 0,012x15= 0.18 cm² ⇒ $\begin{cases} 2\text{Ø}6 = 0.57 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

-Zone nodale:

$S_t \leq$ min (10ΦL; 15cm) = min (10cm; 15cm)

$S_t = 10$ cm

-Zone courante:

$S_t \leq 15$cm; on prend : $S_t = 15$ cm

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

III.5.2.6 Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$T_u = 14.32$ KN

$M_{appui} = 9.12$ KN.m

$F_u = \frac{\text{Mappui}}{Z} = \frac{9.12}{0.9 \text{ x } 18 \text{ } 10^{-2}} = 56.32$ KN

$F_u = 56.30 \text{ KN} > T_u = 14.32$ KN

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

III.5.2.7 Compression de la bille d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est :

$$\overline{\sigma_b} = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

D'où : $\overline{\sigma b} = \frac{2T}{ab_0}$

a : la longueur d'appuis de la biellette

On doit avoir $\overline{\sigma b} < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\overline{\sigma_b} < 0.85\,\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2T}{ab_0} \leq 0.85\,\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Longrightarrow a \geq \frac{2T\,.\gamma_b}{0.85\ b_{0.}f_{c28}}$$

$$\Longrightarrow a \geq \frac{2 \text{ x } 14.32 \text{ x } 1.5}{0.85 \text{ x } 12 \text{ x } 25 \text{ x } 10} = 0.017 \text{ m} = 1.40 \text{ cm}$$

a = min (à ; 0.9d)

à : largeur d'appui

à = c – c' – 2 cm

c' = 2cm (enrobage)

c : la largeur de l'appui (poteau) = 35 cm

à = 35 – 2 – 2 = 31cm

a = 0.9d = 0.9 x 18 = 16.2 cm ≥ 1.7 cm ………………………………………. Condition vérifiée

III.5.2.8 Entraînement des armatures :

a- Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{us} = \frac{T}{0.9.d.\pi.n} \leq \overline{\tau_{us}} = \Psi_s\,.f_{t28}$$

$$\tau_{user} = \frac{14.32 \text{ x } 10^3}{0.9 \text{ x } 18 \text{ x } 3.14 \text{ x } 2 \text{ x } 10^2} = 1.41 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau_{us}}$ = 1.5 x 2.1 = 3.15 MPa

τ_{us} = 1.41 MPa ≤ $\overline{\tau_{user}}$ = 3.15 MPa…………………………………… Condition vérifiée

b- Ancrage des armatures tendues :

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

$\tau_s = 0.6\ \Psi_s^2\ f_{t28} = 0,6\ (1,5)2.2,1 = 2.835$ MPa.

L_s : La longueur de scellement droit

$$L_s = \frac{\text{ø fe}}{4\tau s} = \frac{1 \text{ x } 400}{4 \text{ x } 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

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

Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que

« r » = 5.5ø = 5.5 x 1 =5.5 cm.

III.5.3 Vérification de la flèche :

1- $\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{3.80} = 0.053 > 0.04$ ……………………………condition vérifiée

2- $\frac{ht}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15M_{0ser}} \Rightarrow \frac{20}{3.80} = 0.053 > \frac{5.80}{15 \text{ x } 8.77} = 0.044$…………… condition vérifiée

3- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e}$ ……………………………………………….. condition vérifiée

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

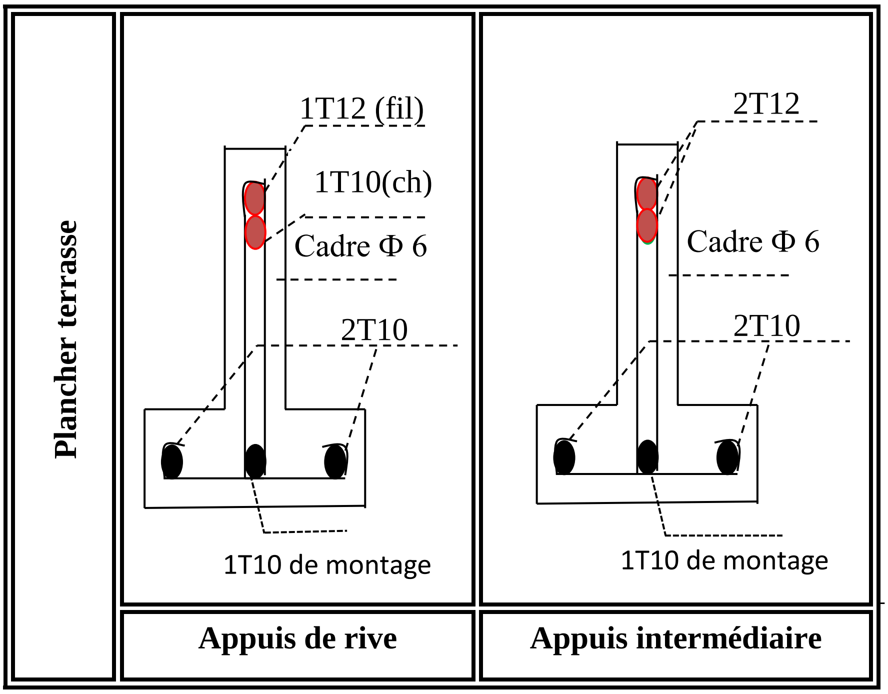


Figure III-11 Détaille de ferraillage des poutrelles (terrasse)

III.5.4 Ferraillage de la dalle de compression :

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

- 20cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.
- 33cm (3.par m) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

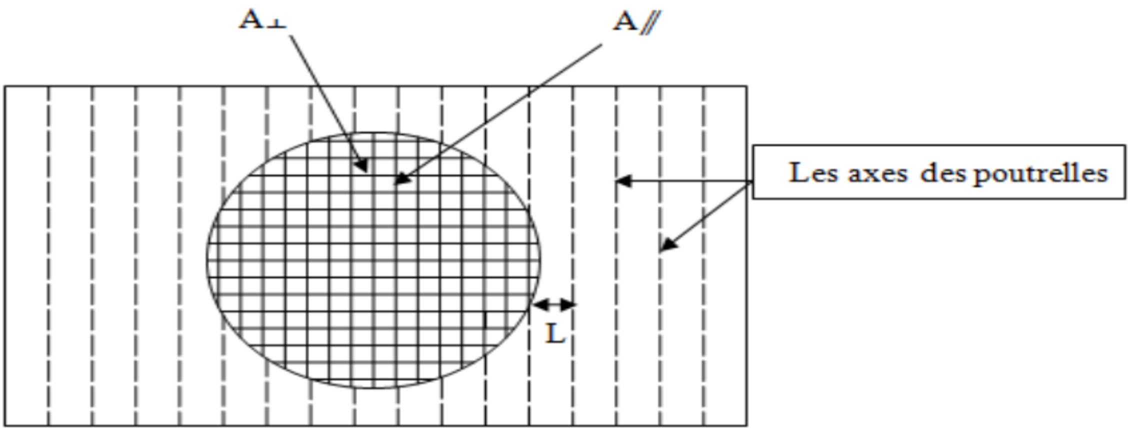


Figure III-12 Ferraillage de la dalle de compression

- **section minimale des armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$A^{\perp} \geq 200/fe$ (cm²/ml) si $l \leq 50$cm

$A^{\perp} \geq 4l/fe$ (cm²/ml) si $50\text{cm} \leq l \leq 80$cm

Avec

l : l'écartement entre axe des nervures

- **section minimale des armatures parallèles aux poutrelles :**

$A// \geq A^{\perp}/2$

L = 0,65 m Fe = 235 MPa

$50\text{cm} \leq l = 65\text{ cm} \leq 80\text{ cm} \rightarrow A^{\perp} \geq 4x65/235 = 1{,}11$ cm²/ml

On prend $\mathbf{A^{\perp} = 6\ Ø5 = 1.18}$ **cm²/ml**

$A// \geq 1.18/2 = 0.59$ cm²/ml

On prend un quadrillage de section 6 Ø 5 avec un espacement de 25 cm