



III.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 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 24 cm de hauteur dont :

Hauteur du corps creux = 20 cm

Epaisseur de la dalle de compression = 4 cm

III.2 Calcul du plancher à corps creux :

III.2.1 Pré dimensionnement des poutrelles :

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

- Hauteur du plancher : $h_t = 24\text{ cm}$
- Epaisseur de la nervure : $h_0 = 4\text{ cm}$
- Largeur de la nervure : $b_0 = 12\text{ cm}$

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

III.2.1.1 Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

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

On a : $L = 4.2\text{ m}$; $l_1 = 0,65\text{ m}$

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \min \left(b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} ; b_1 \leq \frac{L}{10} ; 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \right) = \min(b_1 \leq 26,5\text{ cm} ; b_1 \leq 42\text{ cm} ; 24\text{ cm} \leq b_1 \leq 32\text{ cm})$$

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



III.2.2 Méthode de calcul des poutrelles :

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

III.2.2.1 Méthode forfaitaire :

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

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

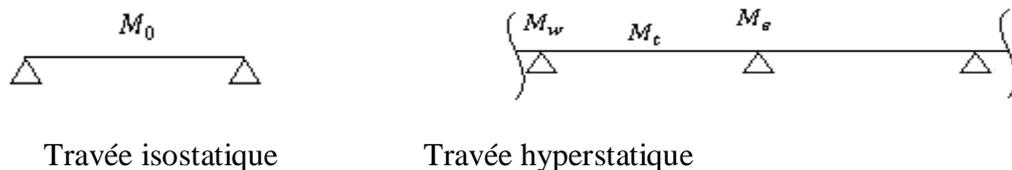


Fig.III 1 Principe de calcul des moments

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.

α : 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 :



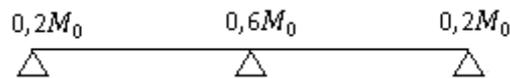
$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

- Travée intermédiaire :

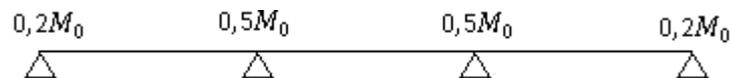
$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

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 :

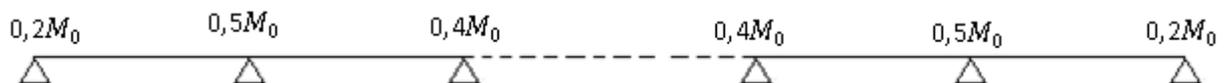


Fig.III 2 Schémas explicatifs (méthode forfaitaire).

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

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{array} \right.$$

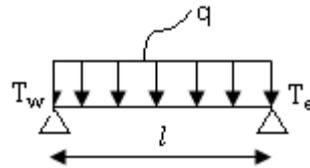
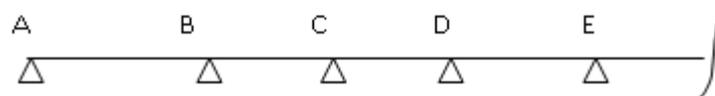


Fig. III 3 Principe de calcul de l'effort tranchant.

c) **La méthode forfaitaire modifiée :**

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

1) **Cas ou la travée comprise entre deux grandes travées :**



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

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

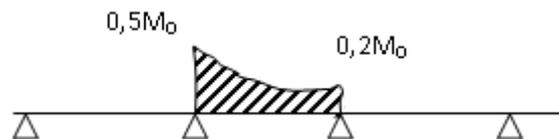


Fig. III 4 valeurs admissibles (travée intermédiaire).

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

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

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



La travée (BC) sera armée à la partie inférieure par un moment correspondant à $0,5M_0$

M_0 : Le moment isostatique maximal de la travée (BC).

2) cas d'une travée de rive :



Fig.III 5 valeurs admissibles (travée de rive).

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

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

III.2.2.2 La méthode de Caquot Minoré

La méthode de Caquot minorée est utilisée lorsque l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée. Cette méthode consiste à appliquer la méthode de caquot pour les planchers à charge d'exploitation élevée en multipliant la part des moments sur appui provenant des seules charges permanentes par un coefficient variant entre 1 et $2/3$.

L'expérience montre que cette méthode de continuité théorique donne des moments trop forts sur appuis et trop faibles en travées. Les fissurations peu préjudiciables, sous l'application des sollicitations de calcul des microfissures apparaissent en premier lieu dans les zones les plus sollicitées (les appuis) .Ces zones vont devenir Moins sollicitées initialement (en travée) pour que la poutre reste en équilibre. Ainsi les moments repris sur appuis vont diminuer et faire augmenter les moments repris en travées. Cette constatation est appelée phénomène d'adaptions entre sections.



Lorsque' on charge une poutre en béton armé, on crée une flèche. Si on laisse la poutre chargée sur une longue période (cas du bâtiment) la flèche va augmenter. Ce phénomène de déformation sous chargement constant est appelé fluage. Cette déformation supplémentaire, non prise en compte par la formule des trois moments, augmente les sollicitations en travée. Pour ces deux raisons (phénomène d'adaptions entre sections et fluage), la méthode des trois moments n'est pas utilisée directement dans le calcul des poutres continues des bâtiments.

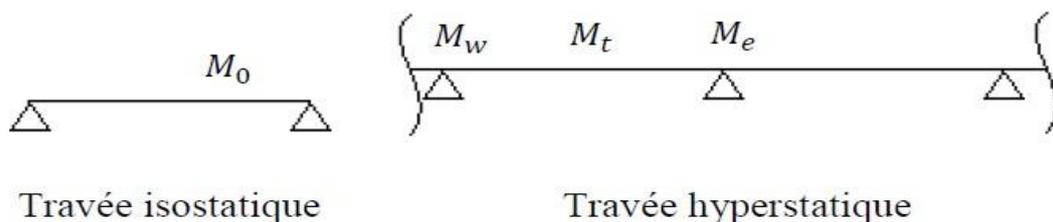
1) Les conditions d'application de la méthode Caquot Minoré

La méthode de Caquot minorée est utilisée lorsque l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

2) Principe de calcul de la méthode de Caquot Minoré

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, la méthode de Caquot tient compte de cela en remplaçant les portées réelles par des portées fictives.

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



Avec :

M_0 : Moment max de la travée indépendante ;

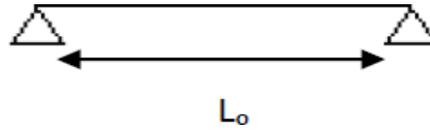
M_t : Moment max de la travée étudiée ;

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

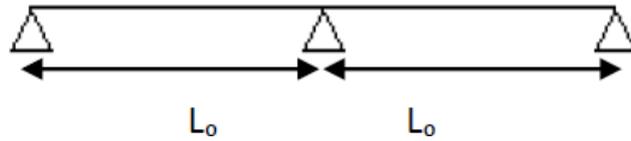
M_e : Moment sur l'appui droit de la travée.



- Cas d'une seule travée



- Cas de 2 travées



- Cas de plus de 3 travées



L_0 : Longueur réel (pour les travées de rive sans porte à faux)

L' : longueur fictifs (pour les travées intermédiaires) : $L' = L_0 \times 0,8$.

Évaluation des moments

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ap} = - \frac{q_w L_e'^3 + q_e L_w'^3}{8,5(L_e' + L_w')} \\ M_t = \frac{qL^2}{8} - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{2q \times L^2} \end{array} \right.$$

M_W : Moment sur l'appui de gauche ;

M_e : Moment sur l'appui de droite.



Évaluation de l'effort tranchant

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} \\ T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} \\ T_0 = \frac{q.l}{2} \end{array} \right.$$

III.2.3 Calcul des poutrelles des planchers des étages courants :

III.2.3.1 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

1) La surcharge d'exploitation :

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

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

2) Poutres à inerties transversales constantes ; Condition vérifiée.

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25] ; 0,8 \leq \frac{4,98}{3,15} = 1,58 \leq 1,25 ; \text{Condition non vérifiée.}$$

3) Fissuration peu préjudiciable :

La méthode forfaitaire modifiée est applicable sur les planchers des étages courant.

III.2.3.2 Le type de poutrelles :

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

$$G = 5,44 \times 0,65 = 3,54 \text{ KN/ml}$$

$$Q_t = 1,35 G + 1,5Q = 6,24 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$$

$$Q_g = 1,35G = 4,76$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,50}{1,50 + 5,5} = 0,2142$$



Les types des poutrelles :

Notre construction comporte 02 types de poutrelles :

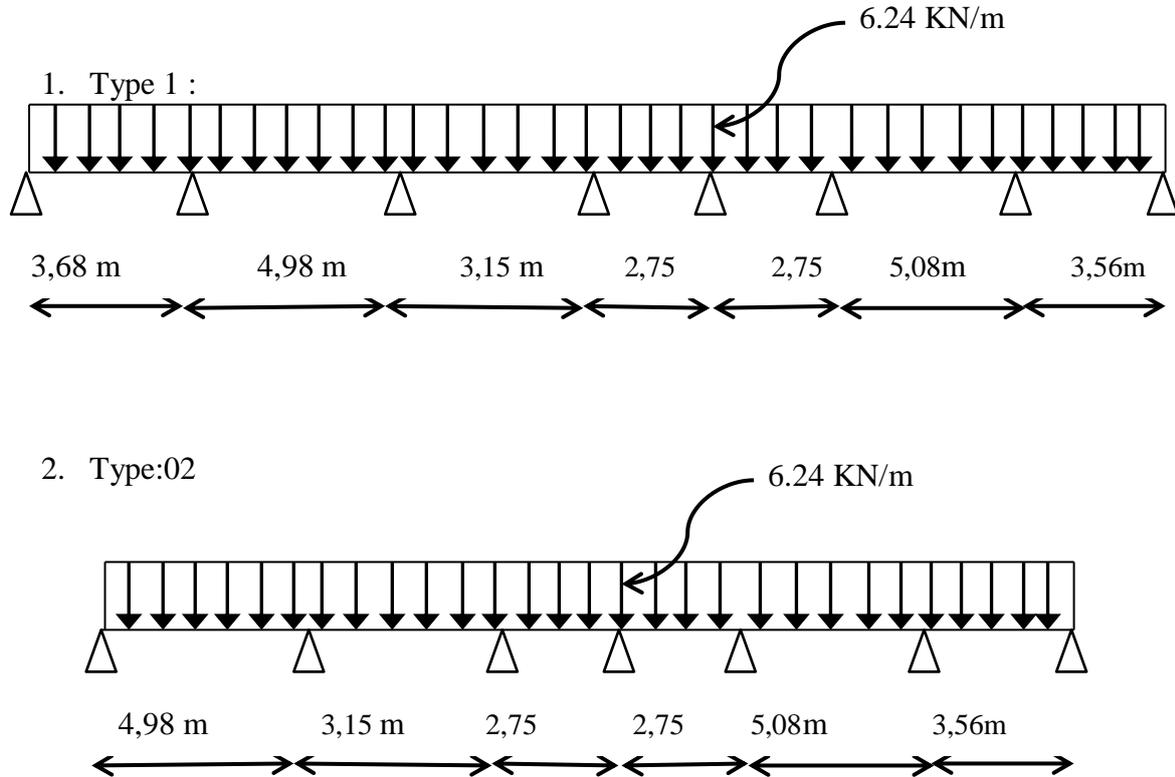


Fig.III 6 Schéma statique des poutrelles.

4) Sollicitation à l'E.L.U :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot 0,65 = 6.24 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = Q/(G+Q) = 1.5/(3,536+1.5) = 0,29$$

$$(1+0,3\alpha) = 1,08 > 1,05 \text{ donc on doit tenir compte de } 1,08$$

$$(1,2+0,3\alpha)/2 = 0,612 \text{ (travée de rive).}$$

$$(1+0,3\alpha)/2 = 0,543 \text{ (travée intermédiaire).}$$

- **Travée de rive :** $M_t \geq \text{Max} [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - [(M_w + M_e)/2].$
 $[(1,2+0,3\alpha)/2] \cdot M_0$



- **Travée intermédiaire :** $M_t \geq \text{Max} [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - [(M_w+M_e)/2]. [(1+0,3\alpha)/2].M_0$

III.3 Calcul des Plancher R.D.C 1^{ère} 7^{ème} étages :

III.3.1 Le calcul se fait à l'E.L.U :

III.3.1.1 Calcul du moment minimal de la travée BC :

1) Moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = Q_T \cdot L^2 / 8 = 6,24 (3,68)^2 / 8 = 10,56 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,77 (4,98)^2 / 8 = 14,80 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 6,24 (3,15)^2 / 8 = 7,73 \text{ KN.m}$$

2) Moments sur appuis :

$$M_b = 0,4 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 5,92 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 0,4 \max (M_{0CD}, M_{0DE}) = 7,4 \text{ KN.m}$$

3) Moment en travée particulière BC: ($M_{t \min}$)

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_C - M_D}{Q_G \cdot L} = \frac{4,98}{2} + \frac{7,4 - 5,92}{4,77 \cdot 4,98} = 2,55 \text{ m}$$

$$M_{t \min}(x) = \left(4,77 * 2,55 \frac{4,98 - 2,55}{2} \right) - 5,92 \left(1 - \frac{2,55}{4,98} \right) - 7,4 \cdot \frac{2,55}{4,98} = 8,15 \text{ KN.M}$$

1) Moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = Q_T \cdot L^2 / 8 = 4,77 (3,68)^2 / 8 = 8,07 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 6,24 (4,98)^2 / 8 = 19,33 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 4,77 (3,15)^2 / 8 = 5,91 \text{ KN.m}$$

2) Moments sur appuis :

$$M_C = 0,4 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 4,04 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{0CD}, M_{0DE}) = 2,37 \text{ KN.m}$$

3) Moment en travée particulière BC: ($M_{t \max}$)

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_C - M_D}{Q_G \cdot L} = \frac{4,98}{2} + \frac{2,37 - 4,04}{4,77 \cdot 4,98} = 2,55 \text{ m}$$



$$M_{t_{\min}}(x) = \left(6.24 * 2.55 \frac{4.98 - 2.55}{2} \right) - 4.04 \left(1 - \frac{2.55}{4.98} \right) - 2.37 \cdot \frac{2.55}{4.98} = 16.14 \text{ KN.M}$$

III.3.1.2 Calcul du moment minimal de la travée FG :

1) Moments isostatiques :

$$M_0^{EF} = Q_T \cdot L^2 / 8 = 6.24 (2.45)^2 / 8 = 4.68 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{FG} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4.77 (5.08)^2 / 8 = 15.4 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{GH} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 6.24 (3.56)^2 / 8 = 9.88 \text{ KN.m}$$

2) Moments sur appuis :

$$M_E = 0,4 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 6.16 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,4 \max (M_{0CD}, M_{0DE}) = 7.1 \text{ KN.m}$$

3) Moment en travée particulière EF:($M_{t_{\min}}$)

$$X = 2.48 \text{ m}$$

$$M_{t_{\min}}(x) = 8.48 \text{ KN.M}$$

1) Moments isostatiques :

$$M_0^{EF} = 3.57 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{FG} = 20.12 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{GH} = 7.55 \text{ KN.m}$$

2) Moments sur appuis :

$$M_C = 0,4 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 1.81 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{0CD}, M_{0DE}) = 3.78 \text{ KN.m}$$

3) Moment en travée particulière EF:($M_{t_{\max}}$)

$$X = 2.48 \text{ m}$$

$$M_{t_{\min}}(x) = 17.34 \text{ KN.M}$$



III.3.1.3 Calcul des moments dans les autres travées :

On utilise la méthode forfaitaire :

1) Moment isostatique :

$$M_0^{AB} = Qt.L^2/8 = 10.56 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = Qt.L^2/8 = 19.34 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = Qt.L^2/8 = 7.73 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{DE} = Qt.L^2/8 = 5.89 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = Qt.L^2/8 = 4.86 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{FG} = Qt.L^2/8 = 20.12 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{GH} = Qt.L^2/8 = 9.88 \text{ KN.m}$$

2) Moments sur appuis :

$$M_A = 0,2M_{0AB} = 2.11 \text{ KN.}$$

$$M_B = 0,5\max(M_{0AB}, M_{0BC}) = 9.67 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4\max(M_{0BC}, M_{0CD}) = 7.73 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4\max(M_{0CD}, M_{0DE}) = 3.09 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,4\max(M_{0DE}, M_{0EF}) = 2.35 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,4\max(M_{0EF}, M_{0FG}) = 8,05 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,5\max(M_{0FG}, M_{0GH}) = 10.06 \text{ KN.m}$$

$$M_H = 0,2M_{0GH} = 1.97 \text{ KN.m}$$

3) Moment en travée :

• Travée(AB) travée de rive :

$$M_t^{AB} \geq 1,08.10.56 - \frac{2.11 + 9.67}{2} = 5.3 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq 0,61.M_{0AB} = 0,6.8,79 = 6.68 \text{ KN.m}$$

• Travée (CD) travée intermédiaire :

$$M_t^{CD} \geq 2.7 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq 4.12 \text{ KN.m}$$

• Travée (DE) travée intermédiaire :



- $M_t^{DE} \geq 3.5 \text{ KN.m}$

- $M_t^{DE} \geq 3.14 \text{ KN.m}$

- **Travée (EF) travée intermédiaire :**

- $M_t^{EF} = 3.14 \text{ KN.m}$

- **Travée (GH) travée de rive :**

On prend : $M_t^{HI} = 6.25 \text{ KN.m}$

III.3.1.4 Effort tranchant :

$$\begin{cases} Tw = (M_w - M_e)/L + Q_u \cdot L / 2 \\ Te = (M_w - M_e)/L - Q_u \cdot L / 2 \end{cases}$$

- **Travée (AB) :**

$$\begin{cases} Tw = (2.11 - 9.67)/3.68 + 3.68 \cdot 6.24 / 2 = 9.42 \text{ KN} \\ Te = (2.11 - 9.67)/3.68 - 3.68 \cdot 6.24 / 2 = -13.53 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Travée (BC) : (particulière)**

➤ **T_{\max} (travée chargé)**

$$\begin{cases} Tw = (7.4 - 5.92)/4.98 + 4.98 \cdot 6.24 / 2 = 15.86 \text{ KN} \\ Te = (7.4 - 5.92)/4.98 - 4.98 \cdot 6.24 / 2 = -15 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **T_{\min} (travée déchargée)**

$$\begin{cases} Tw = (4.04 - 2.54)/4.98 + 4.98 \cdot 6.24 / 2 = 12.18 \text{ KN} \\ Te = (4.04 - 2.54)/4.98 - 4.98 \cdot 6.24 / 2 = -11.59 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Travée (CD) :**

$$\begin{cases} Tw = 11.3 \text{ KN} \\ Te = -8.34 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Travée (DE) :**

$$\begin{cases} Tw = 8.84 \text{ KN} \\ Te = -8.31 \text{ KN} \end{cases}$$



- Travée (EF) :

$$\begin{cases} Tw = 6.51 \text{ KN} \\ Te = -10.64 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée (FG) :(particulière) :

- T_{\max} (travée chargée)

$$\begin{cases} Tw = 15.45 \text{ KN} \\ Te = -16.23 \text{ KN} \end{cases}$$

- T_{\min} (travée déchargée)

$$\begin{cases} Tw = 11.81 \text{ KN} \\ Te = -12.41 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée (GH) :

$$\begin{cases} Tw = 13.37 \text{ KN} \\ Te = -8.83 \text{ KN} \end{cases}$$



Type de Poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S				
			M ₀	Mt	Mw	Me	Tw	Te(-)	M ₀	Mt	Mw	Me	
Type de Poutrelle 1	A-B	3,68	10,59	6,68	2,11	9,67	9,42	13,51	7,63	4,83	1,52	6,99	
	B-C	4,98	Min	14,80	8,15	7,4	5,92	12,18	11,59	10,96	6,04	5,48	4,38
			Max	19,33	16,14	4,04	2,54	15,86	15	13,98	11,62	2,99	1,75
	C-D	3,15	7,73	4,12	7,73	3,09	11,30	8,34	5,59	2,98	5,9	2,23	
	D-E	2,75	5,89	3,5	3,09	2,35	8,84	8,31	4,26	2,54	2,23	1,7	
	E-F	2,45	5,89	3,14	2,35	8,05	6,51	10,64	4,26	2,27	1,7	7,27	
	F-G	5,08	Min	15,40	8,48	6,16	7,7	11,82	12,43	11,41	6,28	4,56	5,70
			Max	20,12	17,34	1,81	3,78	15,45	16,23	14,55	12,49	1,34	2,8
G-H	3,56	9,88	6,25	10,6	1,97	13,37	8,38	7,14	4,52	5,81	1,42		
Type de Poutrelle 2	A-B	4,98	Min	14,8	8,15	2,68	7,4	10,99	11,59	10,96	7,19	2,19	5,48
			Max	19,33	16,14	3,87	2,92	15,71	15	13,98	11,62	2,8	2,19
	B-C	3,15	7,73	4,12	9,97	3,09	11,91	7,37	5,59	2,98	6,99	2,23	
	C-D	2,75	5,89	3,5	3,09	2,35	8,84	8,31	4,26	2,54	2,23	1,70	
	D-E	2,45	5,89	3,14	2,35	8,05	6,51	10,64	4,26	2,27	1,70	5,8	
	E-F	5,08	Min	15,40	8,48	6,16	7,7	11,82	12,43	11,41	6,28	4,56	5,70
			Max	20,12	17,34	1,81	3,78	15,45	16,23	14,55	12,49	1,34	2,8
F-G	3,56	9,88	6,25	10,6	1,97	13,37	8,38	7,14	4,57	7,27	1,42		

Tab.III 1 Résultats obtenus R.D.C 7ème étages

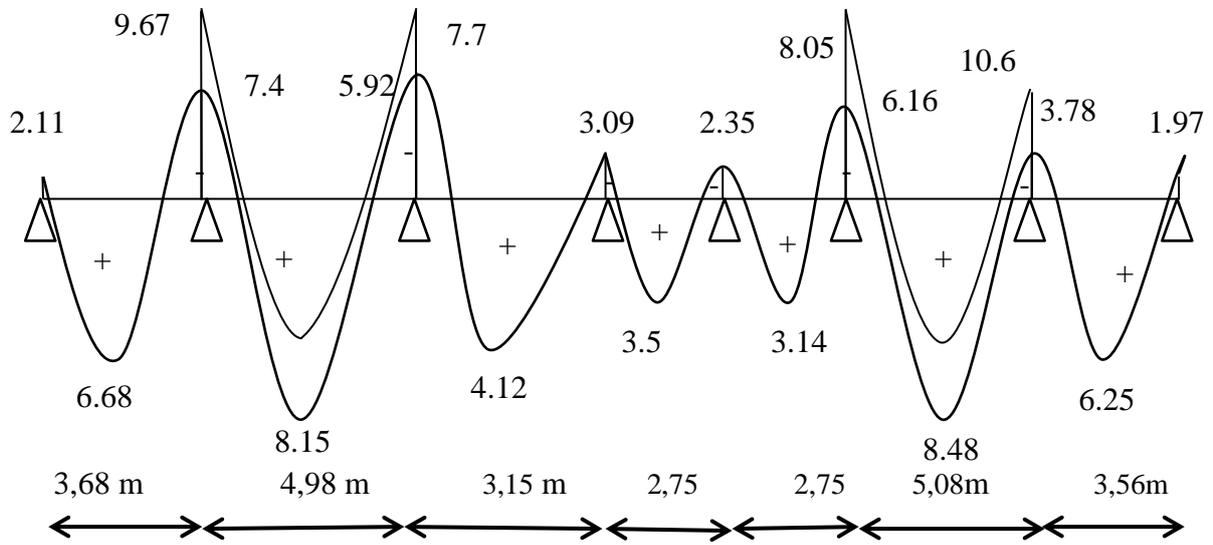


Fig. III 7 Diagramme des moments fléchissant M [KN.m]

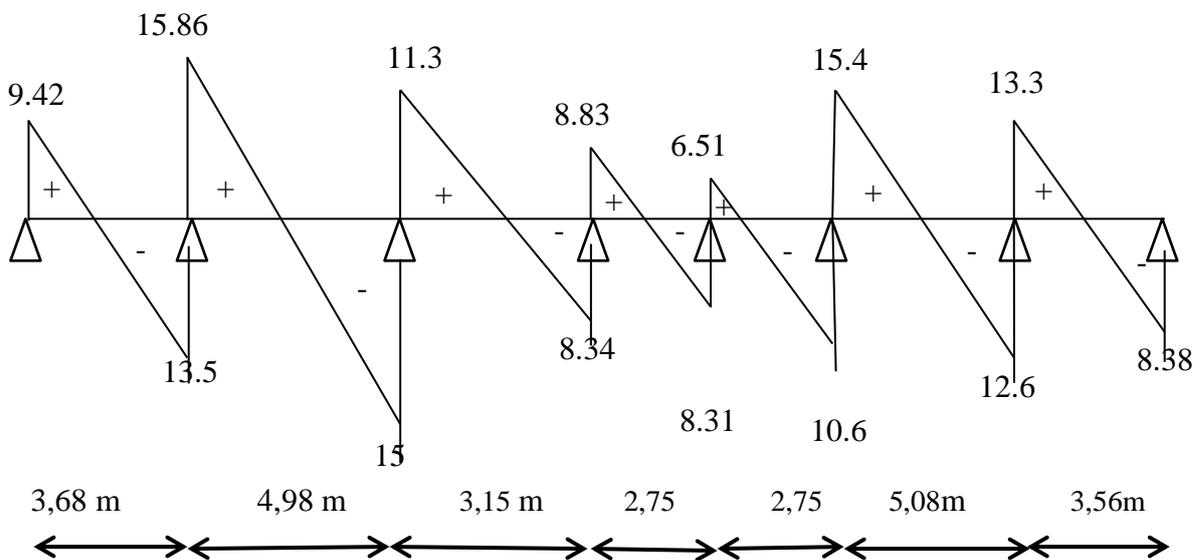


Fig.III 8 Diagramme des efforts tranchants T [Kn]



Les sollicitations maximales de calcul sont :

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

$$\begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{0_{max}} = 20,12 \text{ KN.m} \\ Mt_{max} = 17,34 \text{ KN.m} \\ Ma(riv)_{max} = 2,68 \text{ KN.m} \\ Ma(int)_{max} = 10,06 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 16,23 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_{0_{max}} = 14,55 \text{ KN.m} \\ Mt_{max} = 12,49 \text{ . m} \\ Ma(riv)_{max} = 2,19 \text{ KN.m} \\ Ma(int)_{max} = 7,27 \text{ KN.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

III.3.2 Calcul du ferrailage :

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

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

Donnée :

- Largeur de la poutrelle (table) : $b = 65 \text{ cm}$;
- Largeur de la poutrelle (nervure) : $b_0 = 12 \text{ cm}$;
- La hauteur de la poutrelle (table) : $h_0 = 4 \text{ cm}$;
- La hauteur de la poutrelle (nervure) : $h_t = 24 \text{ cm}$;
- Hauteur utile : $d = 0,9h_t = 21,6 \text{ cm}$;
- $F_e = 400 \text{ Mpa}$; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

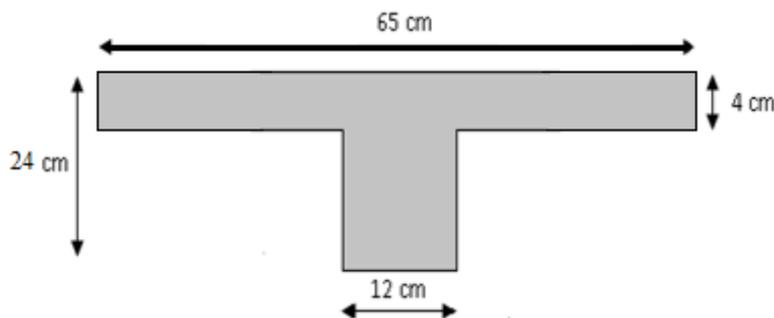


Fig. III 9 Géométrie de la poutrelle



1) Calcul des armatures longitudinales à (I'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

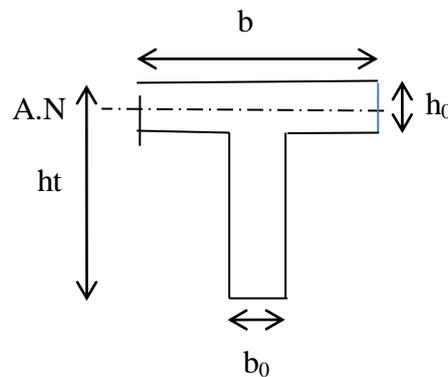
On calcule le moment équilibré par la table

$$M_t = bh_0\sigma_{BC}(d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,17(21,6 - 4/2) \times 10^{-3} = 72,21 \text{ KN.m}$$

$$M_t \text{ max} = 17,34 \text{ KN.m} < 72,21 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{t\text{max}} = 17,34 \text{ KN.m}$$



$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{17,34 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (21,6)^2 \cdot 65} = 0,026 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,026$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0332$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9867$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17,34 \cdot 10^3}{0,9822 \cdot 21,6 \cdot 348} = 2,34 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s\text{min}} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s\text{min}} \geq 0,23 \cdot 65 \cdot 21,6 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

Le choix : **3T12 = 3,39 cm².**



- **Sur appuis intermédiaire :**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 24) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{10,06 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (21,6)^2 \cdot 12} = 0,015 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,015$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0192$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9923$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10,06 \cdot 10^3}{0,9890 \cdot 21,6 \cdot 348} = 1,35 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot 12 \cdot 21,6 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,31 \text{ cm}^2$$

Le choix : 2T10 = 1.57 cm².

- **Sur appuis de rive :**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 24) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{2,68 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (21,6)^2 \cdot 12} = 0,028 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,028$$

$$\beta = 0,9860$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,68 \cdot 10^3}{0,9860 \cdot 21,6 \cdot 348} = 0,32 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot 12 \cdot 21,6 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,31 \text{ cm}^2$$

Le choix : 1T10 = 0.785cm².



2) Vérification d la contrainte de cisaillement :

$$\text{La contrainte tangente : } \tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d}$$

$$T_{\max} = 16,26 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{16,26 \cdot 10^3}{12 \cdot 21,6 \cdot 100} = 0,62 \text{ Mpa.}$$

Fissuration peu préjudiciable :

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

$$\tau_u = 0,62 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

3) Diamètres minimaux ϕ_t :

$$\phi_t \leq \min (ht/35; b_0/10 ; \phi_t). \text{ (}\phi_t \text{ le diamètre d'armatures longitudinal).}$$

$$\phi_t \leq \min (6,85 ; 12 ; 10) = 6,85 \text{ mm.}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$. Donc on adopte les armatures de ϕ_8 de nuance FeE 235.

On prend $1\phi_8$. $A_t = 0,5 \text{ cm}^2$

4) Calcul des espacements :

$$\left. \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (19,44 ; 40\text{cm}) \end{array} \right\} St \leq 19 \text{ cm}$$

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

5) Zone nodale :

$$St \leq \min (10\Phi_L ; 15\text{cm})$$

$$St \leq 10\text{cm}$$

$$\text{On adopte } \left\{ \begin{array}{ll} St = 10\text{cm} & \text{Zone nodal.} \\ St = 15\text{cm} & \text{Zone courante.} \end{array} \right.$$

6) Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec :}$$

$$\gamma = \frac{Mu}{Mser}$$

**Sur travée :**

$$M_{ser} = 12,49 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 17,34 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,1362$$

$$\gamma = \frac{17,34}{12,49} = 1,38$$

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

Sur appuis :

$$M_{ser} = 7,27 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 10,06 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,0362$$

$$\gamma = \frac{10,06}{7,27} = 1,38$$

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

7) Vérification de la flèche :

D'après BAEL 91 modifiée 99 : $f \leq f_{adm}$

Avec : $F_{adm} = \frac{L_{max}}{500}$ → L_{max} : la portée maximal

Dans notre cas, on a : $L_{max} = 5,06 \text{ m}$

$$F_{adm} = \frac{406}{500} = 0,0081 \text{ m}$$

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

$$I_0 = \frac{0,65 \cdot 0,24^3}{12} + 15 \cdot 3,39 \left(\frac{0,24}{2} - 0,024 \right)^2$$

$$I_0 = 4,69 \cdot 10^{-1} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 d} = \frac{3,39 \cdot 10^{-4}}{0,12 \cdot 0,216} = 0,013$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f t_{28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{0,12}{0,65} \right) 0,013} = 3,16$$

$$U^* = 1 - \frac{1,75 f t_{28}}{(4\rho \delta st) + f t_{28}} = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{(4\rho \delta st) + f t_{28}} = 0,818$$



$$IF_i = \frac{1,1I_0}{(1+\lambda i U^*)} = \frac{1,1*4,69*10^{-1}}{(1+3,16*0,818)} = 0,14 \text{ m}^4$$

$$f = \frac{M_{st.L^2}}{10E_i.I_{Fi}} = \frac{17,34*10^{-3}*4,06^2}{10*32164,2*0,14} = 6,30.10^{-6} \text{ m}$$

$$\text{Avec : } E_i = 11000(f_{c_{28}})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$$

Donc : $f = 6,30 * 10^{-6} \text{ m} \leq f_{adm} = 0,81 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

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

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

a) On calcul la distance « X » :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{5,08}{2} + \frac{6,16 - 7,7}{5,44 \times 5,08} = 2,48 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,24}{2} = 0,12 \text{ m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{16,23 \times (2 - 0,12)}{2} = 15,25 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{15,25 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,216} = 0,58 \text{ MPa}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,58 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = - 3,22 \times 10^{-3} \text{ cm} \quad (2)$$



9) Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,034 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa}) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

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

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

On trouve : $A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

- Espacement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_t ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = S_t \leq 10 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- Espacement dans la zone courante :

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

10) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} = \frac{1,68}{0,9 \times 21,6 \times 10^{-2}} = 8,64 \text{ kN}$$

$F_u = 8,64 \text{ kN} > T_u = 16,23 \text{ kN}$; Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

11) Compression de la bielle d'about :

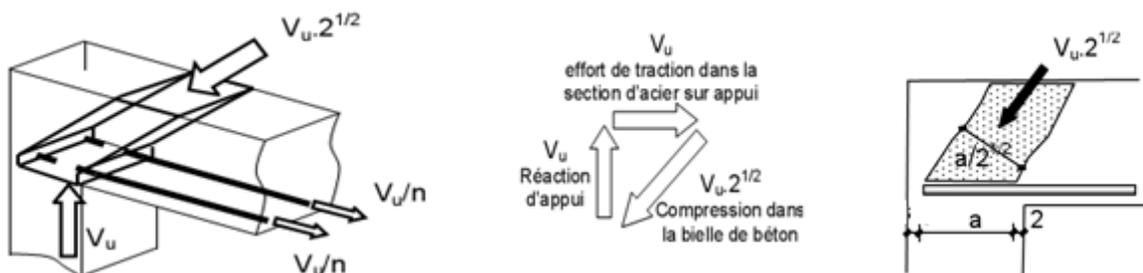


Fig. III 10 Schéma de la bielle d'about.



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°, donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 16,23 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10}$$

$$= 0,020 \text{ m} = 2 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) ; a' = c - c' - 2 ;$$

$$c' = 2,5 \text{ cm} ; c = 45 \text{ cm}$$

a' : La largeur d'appui ;

c : La largeur de l'appui du poteau ;

c' : L'enrobage.

$$a' = 45 - 2,5 - 2 = 40,5 \text{ cm}$$

$$a = \min(40,5 \text{ cm} ; 19,44 \text{ cm}) = 19,44 \text{ cm} ; a > 1,5 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée.}$$

12) Entraînement des armatures :

a) Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

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

T : L'effort tranchant maximum ; T = 16.23 kN ;

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

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{16,23 \times 10^3}{19,44 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,88 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{ser} = 0,88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$



b) Ancrage des armatures tendues :

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

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

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

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

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ($b = 30 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :

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

13) Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{L}{22,5} \Rightarrow \frac{24}{508} = 0,047 > 0,02 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{24}{508} = 0,047 > \frac{12,49}{15 \times 14,55} = 0,057 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{1,58}{12 \times 21,6} = 0,006 \leq \frac{3,60}{400} = 0,009 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

III.4 Calcul des poutrelles du plancher terrasse :

III.4.1 Méthode de calcul

III.4.1.1 la méthode de Caquot Minoré

La méthode de Caquot minorée est utilisée lorsque l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée. Cette méthode consiste à appliquer la méthode de caquot pour les planchers à charge d'exploitation élevée en multipliant la part des moments sur appui provenant des seules charges permanentes par un coefficient variant entre 1 et 2/3.

L'expérience montre que cette méthode de continuité théorique donne des moments trop forts sur appuis et trop faibles en travées. Les fissurations peu préjudiciables, sous l'application des sollicitations de calcul des microfissures apparaissent en premier lieu dans les zones les plus sollicitées (les appuis) .Ces zones vont devenir Moins sollicitées initialement (en travée) pour que la poutre reste en équilibre. Ainsi les moments repris sur appuis vont diminuer et faire augmenter les moments repris en travées. Cette constatation est appelée phénomène d'adaptions entre sections.



Lorsque' on charge une poutre en béton armé, on crée une flèche. Si on laisse la poutre chargée sur une longue période (cas du bâtiment) la flèche va augmenter. Ce phénomène de déformation sous chargement constant est appelé fluage. Cette déformation supplémentaire, non prise en compte par la formule des trois moments, augmente les sollicitations en travée. Pour ces deux raisons (phénomène d'adaptions entre sections et fluage), la méthode des trois moments n'est pas utilisée directement dans le calcul des poutres continues des bâtiments.

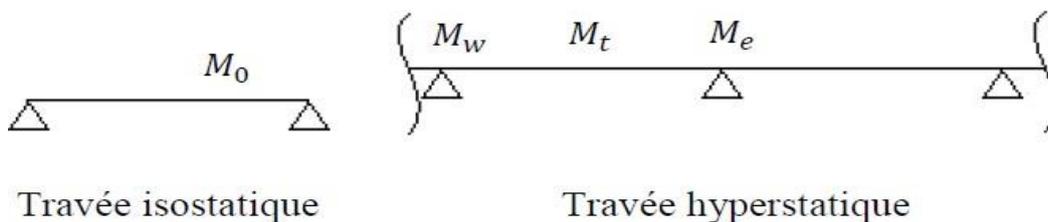
1) Les conditions d'application de la méthode Caquot Minoré

La méthode de Caquot minorée est utilisée lorsque l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

2) Principe de calcul de la méthode de Caquot Minoré

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, la méthode de Caquot tient compte de cela en remplaçant les portées réelles par des portées fictives.

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



Avec :

M_0 : Moment max de la travée indépendante ;

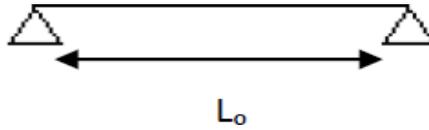
M_t : Moment max de la travée étudiée ;

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

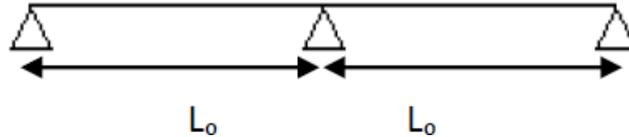
M_e : Moment sur l'appui droit de la travée.



- Cas d'une seule travée



- Cas de 2 travées



- Cas de plus de 3 travées



L_0 : Longueur réel (pour les travées de rive sans porte à faux)

L' : longueur fictifs (pour les travées intermédiaires) : $L' = L_0 \times 0,8$.

Évaluation des moments

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ap} = -\frac{q_w L_e'^3 + q_e L_w'^3}{8,5(L_e' + L_w')} \\ M_t = \frac{qL^2}{8} - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{2q \times L^2} \end{array} \right.$$

M_W : Moment sur l'appui de gauche ;

M_e : Moment sur l'appui de droite.



Évaluation de l'effort tranchant

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} \\ T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} \\ T_0 = \frac{q.l}{2} \end{array} \right.$$

Calcul des sollicitations (E.L.U)

a . Plancher terrasse Calcul des charges par mètre linéaire

$$G = 6,73 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 6,73 * 0,65 = 4,37 \text{ KN/ml} \\ Q = 1 * 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

$$G' = 2G/3 = 2,92 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_U = 1,35G' + 1,5Q = 4,92 \text{ KN/ml} \\ Q_{ser} = G' + Q = 3,57 \text{ N/ml} \end{array} \right.$$

à E.L.U.R

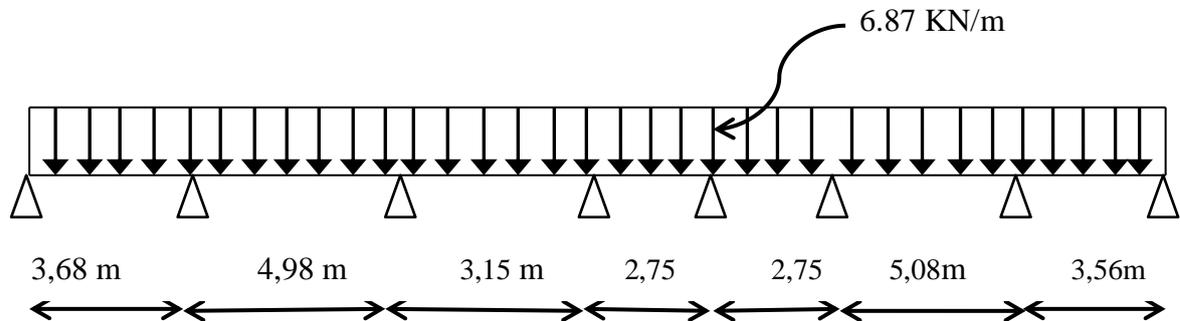
$$q = 6,87 \text{ KN/ml}$$



Les types des poutrelles :

Notre construction comporte 02 types de poutrelles :

Type 1 :



Type 2 :

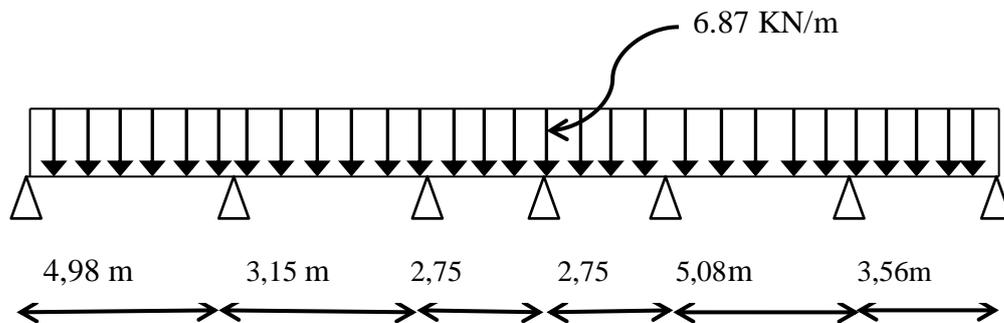


Fig. III 11 Schéma statique des poutrelles.

Calcul a L'ELU :

Partie AB :

$$M_{0AB} = q_u l^2 / 8 = 5,83 \text{ KN.m}$$

Partie BC :

$$M_{0BC} = q_u l^2 / 8 = 7,94 \text{ KN.m}$$

Partie CD :

$$M_{0CD} = q_u l^2 / 8 = 3,73 \text{ KN.m}$$

Partie DE :

$$M_{0DE} = q_u l^2 / 8 = 3,73 \text{ KN.m}$$

Partie EF :

$$M_{0EF} = q_u l^2 / 8 = 7,94 \text{ KN.m}$$

**Partie FG :**

$$M_{0FG} = q_u l^2 / 8 = 3,73 \text{ KN.m}$$

Partie GH :

$$M_{0GH} = q_u l^2 / 8 = 5,83 \text{ KN.m}$$

✓ les moments sur appuis sont :

$$M_A = 1,66 \text{ KN.m}$$

$$M_B = \frac{4,92 \times (3,68)^3 + 4,92 \times (3,98)^3}{8,5(3,68 + 3,98)} = 8,52 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 7,04 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 3,26 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 2,80 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 7,17 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 8,46 \text{ KN.m}$$

$$M_H = 1,53 \text{ KN.m}$$

✓ les moments en travée

$$M_{tAB} = \frac{6,87 \times (3,68)^2}{8} - \frac{1,66 + 8,53}{2} + \frac{(1,66 - 8,53)^2}{2 \times 6,87 \times 3,68^2} = 11,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = 21,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} = 8,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE} = 6,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{tEF} = 6,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE} = 22,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{tEF} = 10,57 \text{ KN.m}$$



✓ Calcul de l'effort tranchant T :

l'effort tranchant est donnée par :

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_0 = \frac{ql}{2}$$

• Travée AB :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_A - M_B}{L} = \frac{6.87 * 3.68}{2} + \frac{1.66 - 8.53}{3.68} = 10.80KN$$

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_A - M_B}{L} = -\frac{6.87 * 3.68}{2} + \frac{1.66 - 8.53}{3.68} = -14,53KN$$

• Travée BC :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_C}{L} = 17.43KN$$

$$T_e = -16.83KN$$

• Travée CD :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_C - M_D}{L} = 12.04KN$$

$$T_e = -9.64KN$$

• Travée DE :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_C - M_D}{L} = 9,63KN$$

$$T_e = -9.29KN$$

• Travée EF :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_C - M_D}{L} = 7.87KN$$

$$T_e = -11.05KN$$



- Travée FG :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_C}{L} = 17.22 \text{ KN}$$

$$T_e = -17.73 \text{ KN}$$

- Travée GH :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_C - M_D}{L} = 14.11 \text{ KN}$$

$$T_e = -10.8 \text{ KN}$$

	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
Type 01	A-B	3.68	8.32	11.78	1.66	8.52	10.79	14.53	6.04	8.64	1.2	6.19
	B-C	4.98	15.24	21.3	8.52	7.04	17.43	7.83	11.06	15.55	6.19	5.11
	C-D	3.15	6.1	8.44	7.04	3.26	12.04	9.64	4.42	6.15	5.11	2.37
	D-E	2.75	4.65	6.49	3.26	2.79	9.63	9.29	3.37	4.73	2.37	2.3
	E-F	2.75	4.65	6.61	2.79	7.14	7.87	11.05	3.37	4.86	2.3	5.21
	F-G	5.08	15.87	22.21	7.14	8.45	17.22	17.73	11.51	16.22	5.21	6.14
Type 02	A-B	4.98	15.24	21.44	3.05	10.75	15.59	18.68	11.06	15.69	2.21	7.8
	B-C	3.15	6.1	8.36	10.75	3.26	13.21	8.46	4.42	6.06	7.8	2.36
	C-D	2.75	4.65	6.49	3.26	2.80	9.63	9.29	3.37	4.74	2.36	2.03
	D-E	2.75	4.65	6.62	2.80	7.17	7.87	11.05	3.37	4.86	2.03	5.21
	E-F	5.08	15.87	22.21	7.17	8.51	17.21	17.73	11.51	16.22	5.21	6.18
	F-G	3.56	7.8	10.76	8.51	1.56	14.2	10.29	5.65	7.82	6.18	1.13

Tab. III 2 Résultats obtenus R.D.C 7ème étages

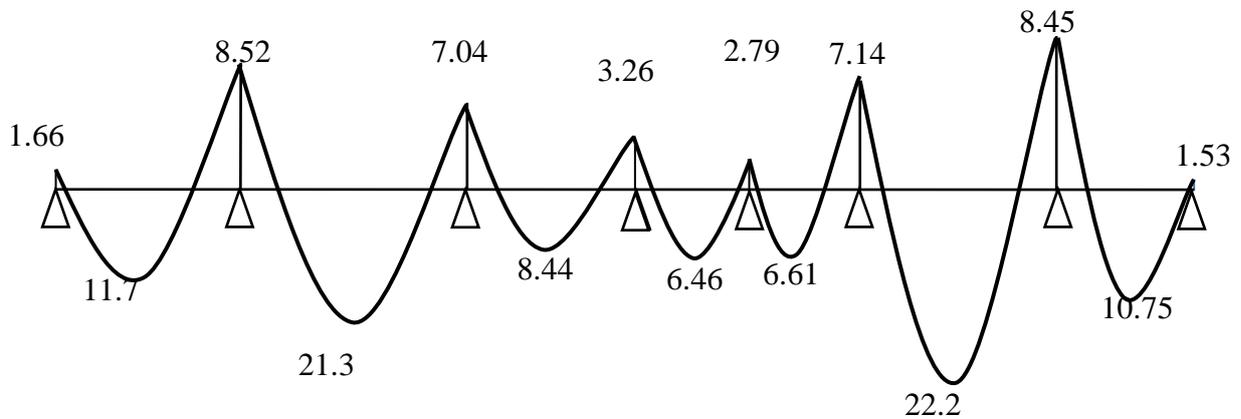


Fig. III 12 Diagramme des moments fléchissant M

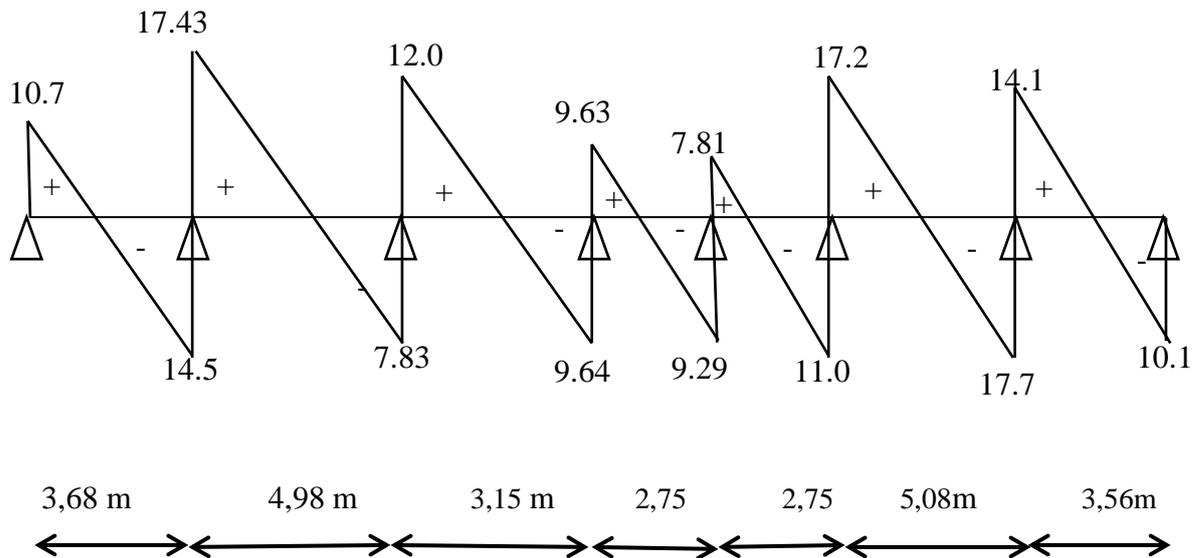


Fig. III 13 Diagramme des efforts tranchants T

Les sollicitations maximales de calcul sont :

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

E.L.U	{	$M0_{max} = 15.87 \text{ KN.m}$	E.L.S	{	$M0_{max} = 11.51 \text{ KN.m}$
		$Mt_{max} = 22.21 \text{ KN.m}$			$Mt_{max} = 16.22 \text{ m}$
		$Ma(riv)_{max} = 3.05 \text{ KN.m}$			$Ma(riv)_{max} = 2,21 \text{ KN.m}$
		$Ma(int)_{max} = 10,75 \text{ KN.m}$			$Ma(int)_{max} = 7,8 \text{ KN.m}$
		$T_{max} = 18.68 \text{ KN}$			



III.4.2 Calcul du ferrailage :

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

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

Donnée :

- Largeur de la poutrelle (table) : $b = 65 \text{ cm}$;
- Largeur de la poutrelle (nervure) : $b_0 = 12 \text{ cm}$;
- La hauteur de la poutrelle (table) : $h_0 = 4 \text{ cm}$;
- La hauteur de la poutrelle (nervure) : $h_t = 24 \text{ cm}$;
- Hauteur utile : $d = 0,9h_t = 21,6 \text{ cm}$;
- $F_e = 400 \text{ Mpa}$; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

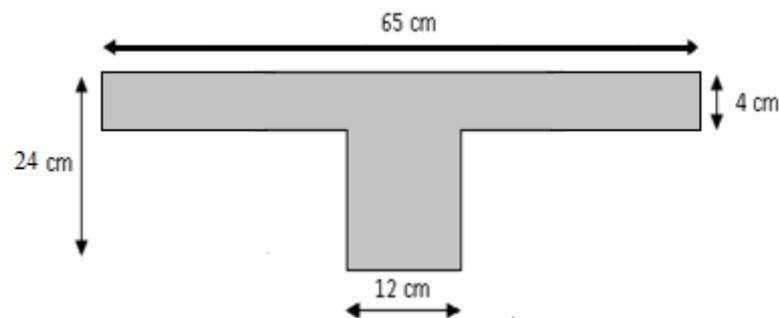


Fig. III 14 Géométrie de la poutrelle

1) Calcul des armatures longitudinales à (I'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 équilibré par la table

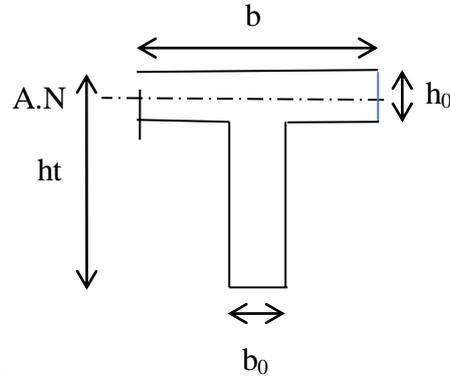
$$M_t = b h_0 \sigma_{BC} (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,17 (21,6 - 4/2) \times 10^{-3} = 72,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 15,87 \text{ KN.m} < 72,21 \text{ KN.m}$$



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

$$M_{tmax} = 15.87 \text{ KN.m}$$



$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{22.21 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (21,6)^2 \cdot 65} = 0.052 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0.052$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0.9734$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{22.21 \cdot 10^3}{0.9734 \cdot 21,6 \cdot 348} = 3.04 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot 65 \cdot 21,6 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

Le choix : **3T12 = 3.39 cm².**

• **Sur appuis intermédiaire :**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 24) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{10.75 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (21,6)^2 \cdot 12} = 0.025 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0.025$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0.9873$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10.75 \cdot 10^3}{0.9873 \cdot 21,6 \cdot 348} = 1,45 \text{ cm}^2$$



Condition de non fragilité :

$$A_{stmin} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{ft28}{fe}$$

$$A_{stmin} \geq 0,23 \cdot 12 \cdot 21,6 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,31 \text{ cm}^2$$

Le choix : 2T10 = 1.57cm².

- **Sur appuis rive :**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension ($b_0 \times h$) = (12 x 24) cm²

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{3.05 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (21,6)^2 \cdot 12} = 0,038 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,9804$$

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

$$As = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10.75 \cdot 10^3}{0,9804 \cdot 21,6 \cdot 348} = 0,41 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{stmin} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{ft28}{fe}$$

$$A_{stmin} \geq 0,23 \cdot 12 \cdot 21,6 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,31 \text{ cm}^2$$

Le choix : 1T10 = 0.785cm².

2) Vérification d la contrainte de cisaillement :

$$\text{La contrainte tangente : } \tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \cdot d}$$

$$T_{max} = 18.68 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{18.68 \cdot 10^3}{12 \cdot 21,6 \cdot 100} = 0,72 \text{ Mpa.}$$

Fissuration peu préjudiciable :

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

$$\tau_u = 0,72 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$



3) Diamètres minimales ϕ_t :

$\phi_t \leq \min (ht/35; b_0/10 ; \phi_t)$. (ϕ_t le diamètre d'armatures longitudinal).

$\phi_t \leq \min (6,85 ; 12 ; 10) = 6,85$ mm.

Soit $\phi_t = 8$ mm. Donc on adopte les armatures de ϕ_8 de nuance FeE 235.

On prend $1\phi_8$. $A_t = 0,5 \text{ cm}^2$

4) Calcul des espacements :

$$\left. \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (19,44 ; 40\text{cm}) \end{array} \right\} St \leq 19 \text{ cm}$$

On prend $St = 15$ cm

5) Zone nodale :

$St \leq \min (10\Phi_L ; 15\text{cm})$

$St \leq 10\text{cm}$

On adopte $\left\{ \begin{array}{l} St = 10\text{cm} \quad \text{Zone nodal.} \\ St = 15\text{cm} \quad \text{Zone courante.} \end{array} \right.$

6) Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec :}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Sur travée :

$$M_{ser} = 16,22 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 22,21 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,1362$$

$$\gamma = \frac{22,21}{16,22} = 1,36$$

$$\alpha \leq \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,43 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sur appuis :

$$M_{ser} = 7,8 \text{ KN.m}$$



$$M_u = 10,75 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,0362$$

$$\gamma = \frac{10,75}{7,8} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

7) Vérification de la flèche :

D'après BAEL 91 modifiée 99 : $f \leq f_{adm}$

Avec : $F_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \rightarrow L_{max}$: la portée maximal

Dans notre cas, on a : $L_{max} = 4,06 \text{ m}$

$$F_{adm} = \frac{406}{500} = 0,0081 \text{ m}$$

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

$$I_0 = \frac{0,65 \cdot 0,24^3}{12} + 15 \cdot 3,39 \left(\frac{0,24}{2} - 0,024 \right)^2$$

$$I_0 = 4,69 \cdot 10^{-1} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 d} = \frac{3,39 \cdot 10^{-4}}{0,12 \cdot 0,216} = 0,013$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{0,12}{0,65} \right) 0,013} = 3,16$$

$$U^* = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{(4\rho \delta_{st}) + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{(4\rho \delta_{st}) + f_{t28}} = 0,818$$

$$I_{F1} = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i U^*)} = \frac{1,1 \cdot 4,69 \cdot 10^{-1}}{(1 + 3,16 \cdot 0,818)} = 0,14 \text{ m}^4$$

$$f = \frac{M_{st} \cdot L^2}{10 E_i \cdot I_{F1}} = \frac{17,34 \cdot 10^{-3} \cdot 4,06^2}{10 \cdot 32164,2 \cdot 0,14} = 6,30 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

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

$$\text{Donc : } f = 6,30 \cdot 10^{-6} \text{ m} = 6,30 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0,81 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

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

On calcul la distance « X » :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{5,08}{2} + \frac{7,14 - 8,45}{6,24 \times 5,08} = 2,45 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,24}{2} = 0,12 \text{ m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{16,26 \times (2 - 0,12)}{2} = 15,28 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{15,28 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,216} = 0,58 \text{ MPa}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,58 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = - 3,22 \times 10^{-3} \text{ cm} \quad (2)$$

9) Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,034 \text{ MPa}; 0,4 \text{ MPa}) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

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

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

$$\text{On trouve : } A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

- Espacement dans la zone nodale :

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

- Espacement dans la zone courante :

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



10) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{2.68}{0,9 \times 21,6 \times 10^{-2}} = 13.78 \text{ kN}$$

$F_u = 13.78 \text{ kN} > T_u = 16.26 \text{ kN}$; Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

11) Compression de la bielle d'appui :

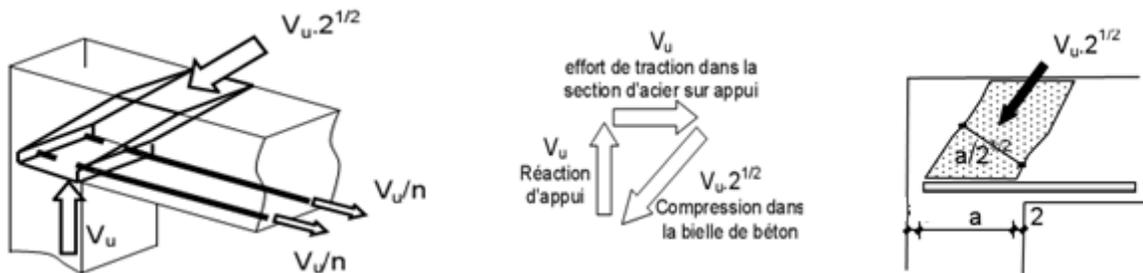


Fig. III 15 Schéma de la bielle d'appui.

La contrainte de compression dans la bielle est de :

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

Où :

a : La longueur d'appui de la bielle.

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

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

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 16.26 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,020 \text{ m} = 2 \text{ cm}$$

$a = \min(a'; 0,9d) ; a' = c - c' - 2 ;$

$c' = 2,5 \text{ cm} ; c = 45 \text{ cm}$

a' : La largeur d'appui ;

c : La largeur de l'appui du poteau ;

c' : L'enrobage.



$$a' = 45 - 2,5 - 2 = 40,5 \text{ cm}$$

$$a = \min [(40,5 \text{ cm} ; 19,44 \text{ cm}) = 19,44 \text{ cm} ; a > 1,5 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée.}]$$

12) Entraînement des armatures :

a) Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

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

T : L'effort tranchant maximum ; T = 16.23 kN ;

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

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{16,23 \times 10^3}{19,44 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,88 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{ser} = 0,88 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

13) Ancrage des armatures tendues :

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

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

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

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

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

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

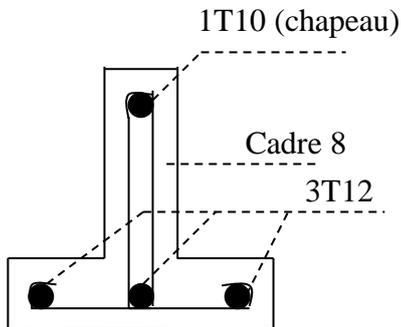
14) Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

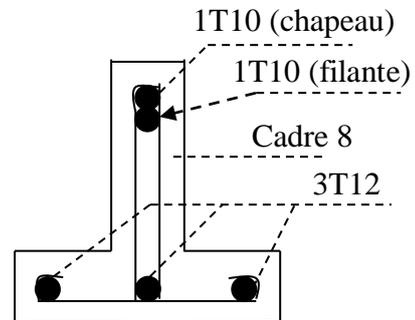
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{L}{22,5} \Rightarrow \frac{24}{400} = 0,06 > 0,045 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{24}{400} = 0,06 > \frac{12,45}{15 \times 14,55} = 0,057 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{1,58}{12 \times 21,6} = 0,006 \leq \frac{3,60}{400} = 0,009 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$



Dessin de ferrailage des poutrelles

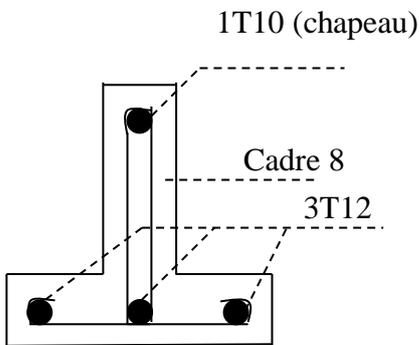


Appui de rive



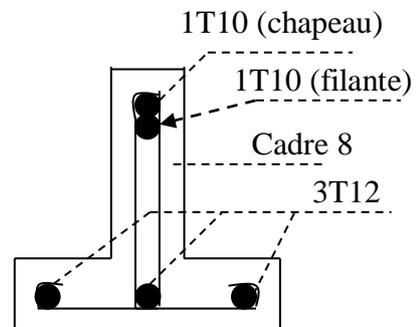
Appui intermédiaire

RDC7^{em} étage



Appui de rive

Terrasse



Appui intermédiaire

Fig. III 16 Dessin ferrailage des poutrelles.