

Chapitre III

Étude des planchers

Plancher corps creux

III.1 Introduction :

III.1.1 Définition :

Les planchers déterminent les différents niveaux d'une construction; leurs rôles essentiels sont :

- Plate forme porteuse pour l'étage considéré (résistance aux charges permanentes et sous charges mobiles, circulation : possible entre étage par trémies pour l'escalier et pour ascenseur)
- Toit pour l'étage sous-jacent : support des plafonds : l'adhérant et le suspendus.
- Ecran permettant le confort de l'habitant (acoustique et thermique)
- Élément de stabilité : par chaînage.

Dans notre projet, nous avons utilisés un type de plancher :

- plancher corps creux pour tous les étages, avec un plancher terrasse comportant un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

III.1.2 Les Facteurs Généraux de Choix de Type de Plancher :

- La flèche.
- La nature d'exploitation.

Il est composé :

- Corps creux en ciment ou en céramique, se servant du coffrage perdu pour le coulage des poutrelles.
- Dalle de compression, une dalle de faible épaisseur 4 à 6 cm, en béton armé de quadrillage de treillis soudé (FeE240).
- Poutrelles, elles sont armées par des armatures principales et constructives reliée par des étriers.

III.2 Etude de plancher

III.2.1 Plancher en corps creux

III.2.1.1 Étude de la dalle de compression

-La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm et être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}).
 - 30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$).
- La section minimale des armatures doit être :
- Pour l'écartement des axes des nervures L_n inférieure ou égal à 50 cm, on a :

$$A_{\perp} \geq 200 f_e ; A_{//} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2} \right)$$

- Pour l'écartement des axes des nervures L_n comprise entre 50 et 80 cm, on a :

$$A_{//} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2} \right)$$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures en (cm).

f_e : La limite d'élasticité.

La limite d'élasticité de treillis soudés pour un treillis de diamètre $\phi \leq 6 \text{ mm}$ est :

$$f_e = 520 \text{ MPa}.$$

a. Armature perpendiculaire aux nervures :

$$50 \text{ cm} \leq L_n = 60 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

$$\text{Donc on a : } A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{L_n}{f_e} \right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{60}{520} \right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 0,46 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

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

b. Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow \frac{1,41}{2} \Rightarrow A_{//} \geq 0,70 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

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

Donc on adoptera un treillis soudés de : $\phi 6 (200 \times 200) \text{ mm}^2$.

III.2.2 Étude des poutrelles

a. Dimensions : Comme on a vu dans le chapitre précédent, les dimensions de poutrelle sont :

$$h_t = 20 \text{ cm} ;$$

$$h_0 = 4 \text{ cm} ;$$

$$b = 60 \text{ cm} ;$$

$$b_0 = 12 \text{ cm} ;$$

$$b_1 = 24 \text{ cm} .$$

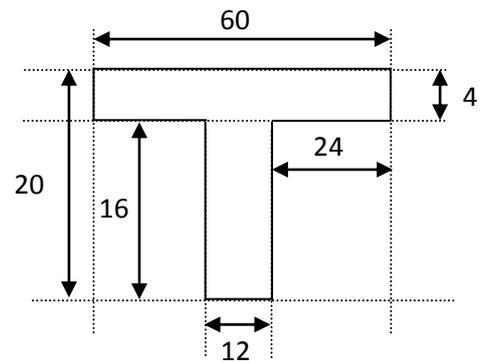


Figure III.1 Schéma de poutrelle.

b. Évaluation des charges :

Les charges sur les poutrelles sont évaluées comme suit :

1. Terrasse :

$$\text{E.L.U: } (1,35G + 1,5P) \times 0,60 = (1,35 \times 6510 + 1,5 \times 1000) \times 0,60 = 6173,10 \text{ N/ml} .$$

$$\text{E.L.S: } (G + P) \times 0,6 = (6510 + 1000) \times 0,6 = 4506 \text{ N/ml} .$$

2. Étage courant :

$$\text{E.L.U: } (1,35G + 1,5P) \times 0,60 = (1,35 \times 5200 + 1,5 \times 1500) \times 0,60 = 5562 \text{ N/ml} .$$

$$\text{E.L.S: } (G + P) \times 0,60 = (5200 + 1500) \times 0,6 = 4020 \text{ N/ml} .$$

c. Type des poutrelles :

type 1 :

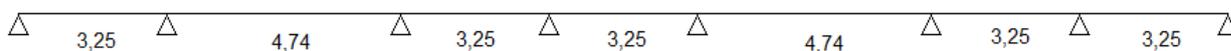
**Type 2 :****Type 3 :**

Figure.III.2 :schéma statique des poutrelles.

III.3 Méthode de calcul :

Les conditions d'applications de la méthode imposées par la méthode forfaitaire

Sont les suivantes :

1. la charge d'exploitation modérer : $P \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
2. l'inertie est constante (les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées).
3. le rapport entre deux portées successives doit être comprise entre 0,8 et 1,25.
4. la fissuration est peu nuisible.

Remarque :

- La troisième et la quatrième condition ne sont pas vérifiées donc on applique la méthode de Caquot Minorée pour le cas terrasse.
- et pour l'étage courant la troisième condition n'est pas vérifiée on utilise la méthode de trois moments.

III.3.1 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'pas utilisée directement dans le calcul des poutres continues des bâtiments.

a. 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.

b. 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 travée 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 Mode la travée indépendante.

Avec :

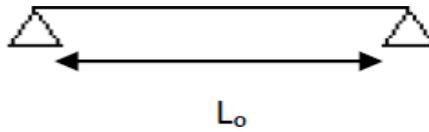
M_0 : Moment max de la travée indépendante ;

M_t : Moment max de la travée étudiée ;

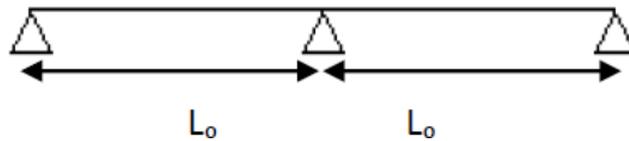
M_w : Moment sur l'appui gauche de la travée ;

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)

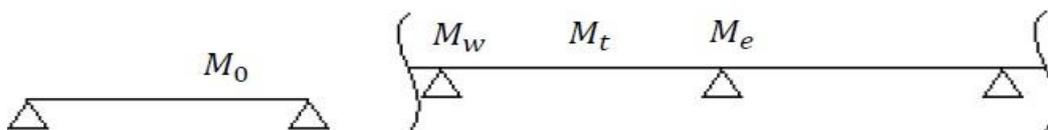
L' : longueur fictifs (pour les travées intermédiaires) : $L' = L_0 \times 0,8$.

a. 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.



Travée isostatique

Travée hyperstatique

b. 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.3.2 Calcul des sollicitations (E.L.U) :

a. Type 1 :

a.1 Plancher terrasse Calcul des charges par mètre linéaire :

$$G = 6,51 \text{ KN/m}^2$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 6,51 \times 0,60 = 3,91 \text{ KN/ml} \\ Q = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

$$G' = 2G/3 = 2,61 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_U = 1,35G' + 1,5Q = 4,42 \text{ KN/ml} \quad \text{à E.L.U.R} \\ Q_{\text{ser}} = G' + Q = 3,21 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

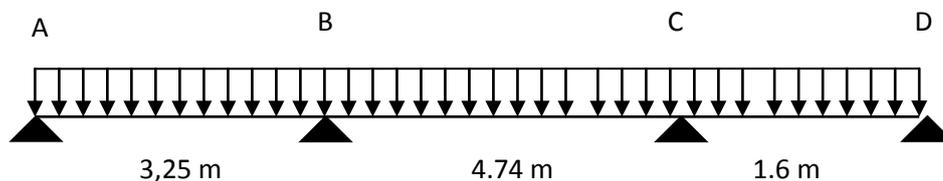


Figure III.3 : Type de poutrelle 1

- **Partie AB :**

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

- **Partie BC :**

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

- **Partie CD :**

$$M_{oCD} = q_u l^2 / 8 = 1,41 \text{ KN.m}$$

a.2. Calcul de moment :

✓ **les moments sur appuis sont :**

$$M_{Aap} = 0,2 M_{AB} = 1,17 \text{ KN.m}$$

$$M_{Bap} = \frac{4,42 \times (3,25)^3 + 4,42 \times (3,79)^3}{8,5(3,25 + 3,79)} = 6,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{capp} = 5,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{dapp} = 0,29 \text{ KN.m}$$

✓ **les moments en travée :**

$$M_{AB} = \frac{6,17 \times (3,25)^2}{8} - \frac{1,17 + 6,55}{2} + \frac{(1,17 - 6,55)^2}{2 \times 6,17 \times 3,25^2} = 8,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC} = 17,32 \text{ KNm}$$

$$M_{CD} = 1,7 \text{ KNm}$$

a.3. Calcul de l'effort tranchant T :

- **L'effort tranchant est donnée par :**

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

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

$$T_0 = \frac{q \cdot l}{2}$$

✓ **Travée AB :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_A - M_B}{L} = 8,37 \text{ KN}$$

$$T_e = -11,69 \text{ KN}$$

✓ **Travée BC :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_C}{L} = 14,82 \text{ KN}$$

$$T_e = -14,43 \text{ KN}$$

✓ **Travée CD :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_C - M_D}{L} = 8,29 \text{ KN}$$

$$T_e = -1,59 \text{ KN}$$

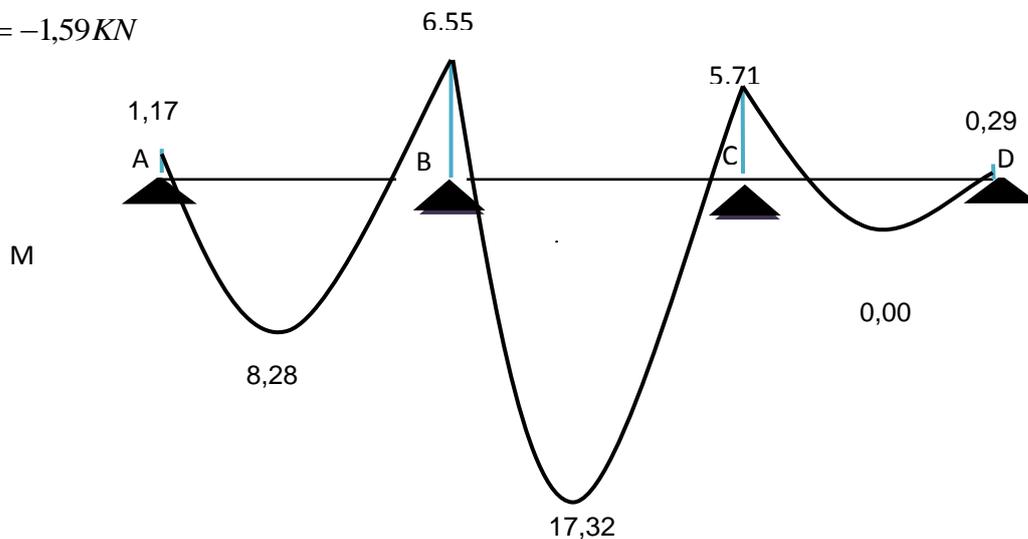


Figure III.4 : Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

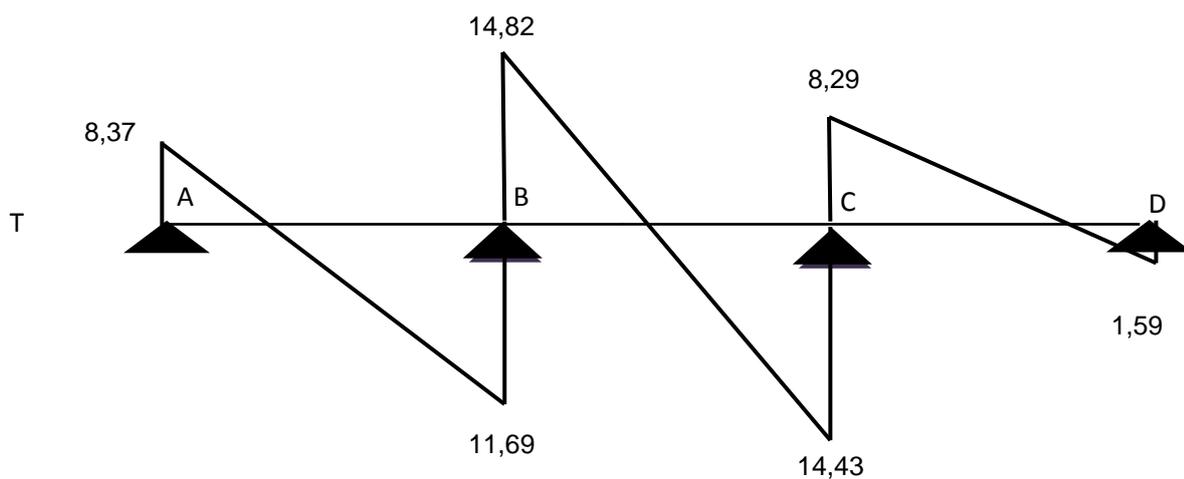


Figure III.5 : Diagramme des efforts tranchants

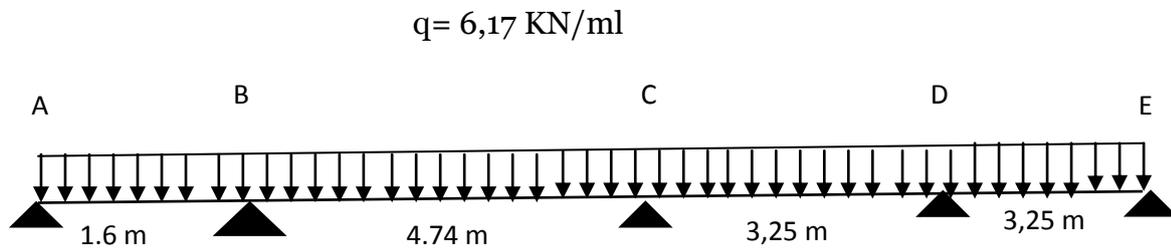
b. Type 2 :**b.1. Plancher terrasse Calcul des charges par mètre linéaire :**

Figure III.6 : Type de poutrelle 2

- **Partie AB :**

$$M_{oAB} = q_u l^2 / 8 = 1,41 \text{ KN.m}$$

- **Partie BC :**

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

- **Partie CD :**

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

- **Partie DE :**

$$M_{oDE} = q_u l^2 / 8 = 5,84 \text{ KN.m}$$

b.2. Calcul de moment :

✓ **les moments sur appuis sont :**

$$M_{Aapp} = 0,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{Bapp} = 5,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{Capp} = 5,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{Dapp} = 4,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{Eapp} = 1,17 \text{ KN.m}$$

✓ **les moments en travée**

$$M_{AB} = 2,25 \text{ KNm}$$

$$M_{BC} = 17,45 \text{ KNm}$$

$$M_{CD} = 8,11 \text{ KNm}$$

$$M_{DE} = 8,08 \text{ KNm}$$

$$M_{EF} = 1,17 \text{ KNm}$$

b.3. 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 :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_A - M_B}{L} = 1,58 \text{ KN}$$

$$T_e = -8,29 \text{ KN}$$

✓ **Travée BC :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_C}{L} = 16,82 \text{ KN}$$

$$T_e = -14,42 \text{ KN}$$

✓ **Travée CD :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_C - M_D}{L} = 10,46 \text{ KN}$$

$$T_e = -9,65 \text{ KN}$$

✓ **Travée DE :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_C - M_D}{L} = 11,09 \text{ KN}$$

$$T_e = -8,97 \text{ KN}$$

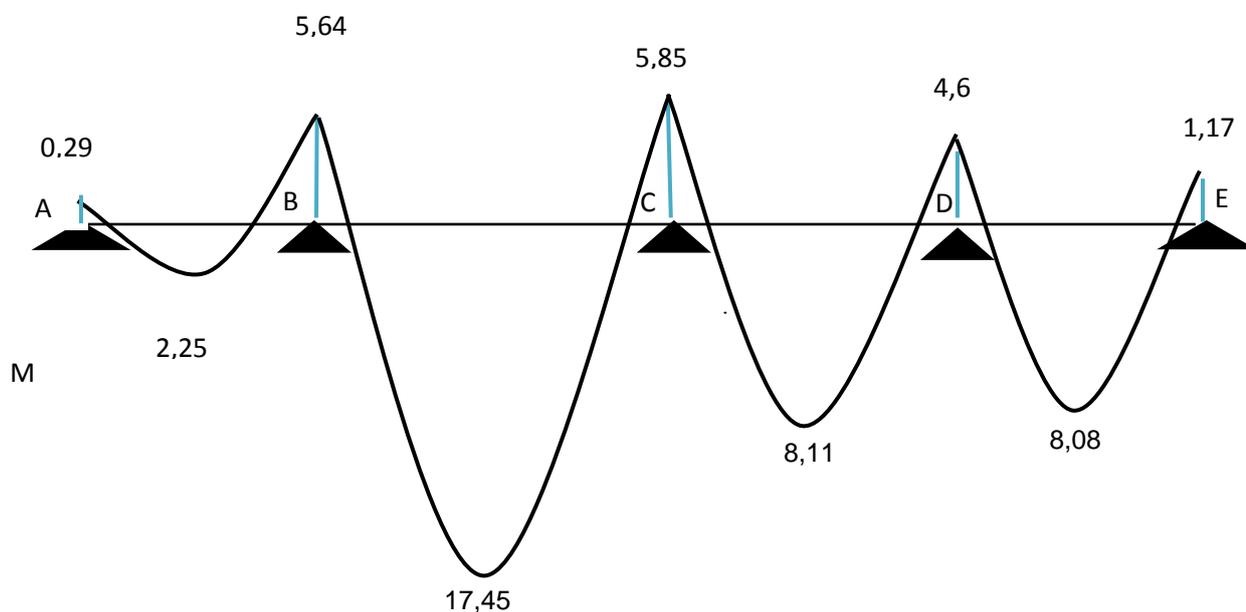


Figure III.7 : Diagramme des moment fléchissant, M [KN.m]

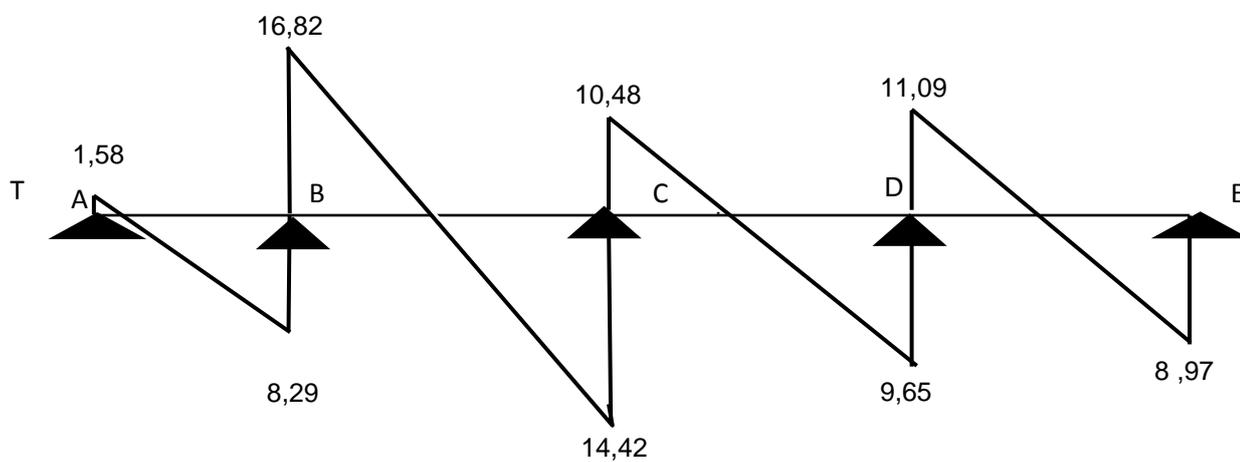


Figure III.8 : Diagramme des efforts tranchants

c. Type 3:**c.1. Plancher terrasse Calcul des charges par mètre linéaire**

$$G = 6,51 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 1,00 \text{ KN/m}^2$$

$$q = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,6$$

$$q = 6,173 \text{ KN/ml et } q_u = 4,42 \text{ à E.L.U.R}$$

$$q = 6,173 \text{ KN/ml}$$

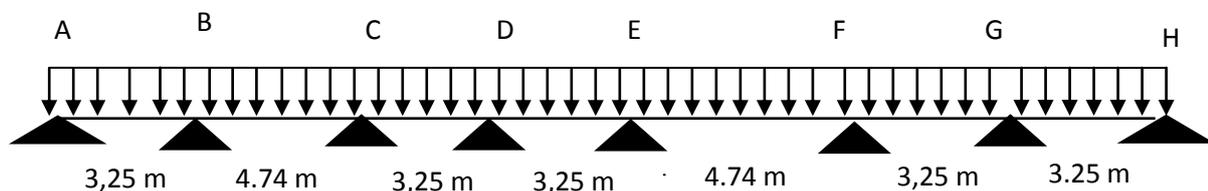


Figure III.9 : Type de poutrelle 3

- **Partie AB :**

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

- **Partie BC :**

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

- **Partie CD :**

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

Partie DE :

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

Partie EF :

$$M_{oEF} = q_u l^2 / 8 = 7,94 \text{ KN.M}$$

Partie FG :

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

Partie GH :

$$M_{oGH} = ql^2/8 = 5,83 \text{KN.m}$$

c.2. Calcul de moment :

✓ les moments sur appuis sont :

$$M_{Aapp} = 1,17 \text{ KN.m}$$

$$M_{Bap} = \frac{4,42 \times (1,6)^3 + 4,42 \times (3,79)^3}{8,5(1,6 + 3,79)} = 6,55 \text{ KNm}$$

$$M_{Capp} = 5,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{Dapp} = 3,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{Eapp} = 5,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{Fapp} = 5,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{Gapp} = 4,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{Happ} = 1,17 \text{ KN.m}$$

✓ les moments en travée

$$M_{AB} = 8,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC} = 17,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD} = 8,1 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE} = 8,2 \text{ KN.m}$$

$$M_{EF} = 17,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE} = 8,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{EF} = 8,06 \text{ KN.m}$$

c.3. 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 :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_A - M_B}{3,25} = 8,37 \text{ KN}$$

$$T_e = -11,68 \text{ KN}$$

✓ **Travée BC :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_C}{L} = 14,77 \text{ KN}$$

$$T_e = -14,48 \text{ KN}$$

✓ **Travée CD :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_C - M_D}{L} = 10,75 \text{ KN}$$

$$T_e = -9,3 \text{ KN}$$

✓ **Travée DE :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_C - M_D}{L} = 9,3 \text{ KN}$$

$$T_e = -10,75 \text{ KN}$$

✓ **Travée EF :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_C}{L} = 14,63 \text{ KN}$$

$$T_e = -14,63 \text{ KN}$$

✓ **Travée FG :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_C - M_D}{L} = 10,41 \text{ KN}$$

$$T_e = -9,64 \text{ KN}$$

✓ **Travée GH :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_C - M_D}{L} = 11,09 \text{ KN}$$

$$T_e = -8,97 \text{ KN}$$

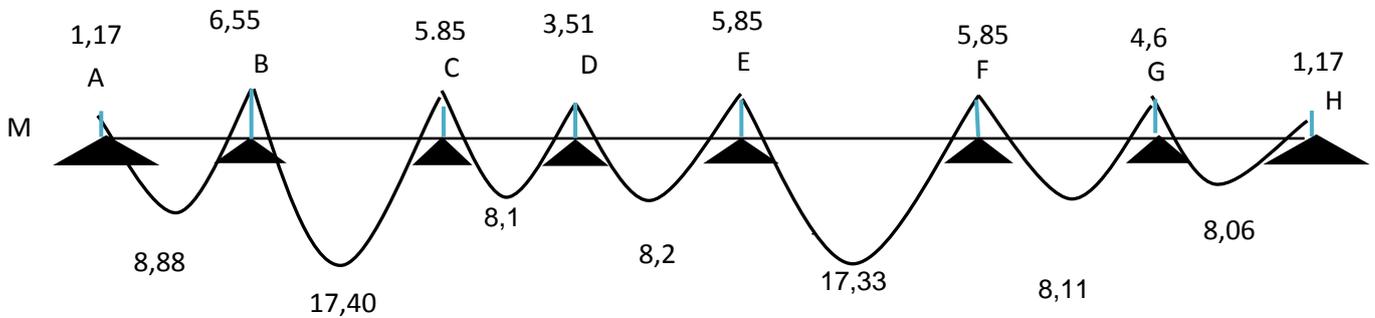


Figure III.10 : Diagramme des moment fléchissant, M [KN.m]

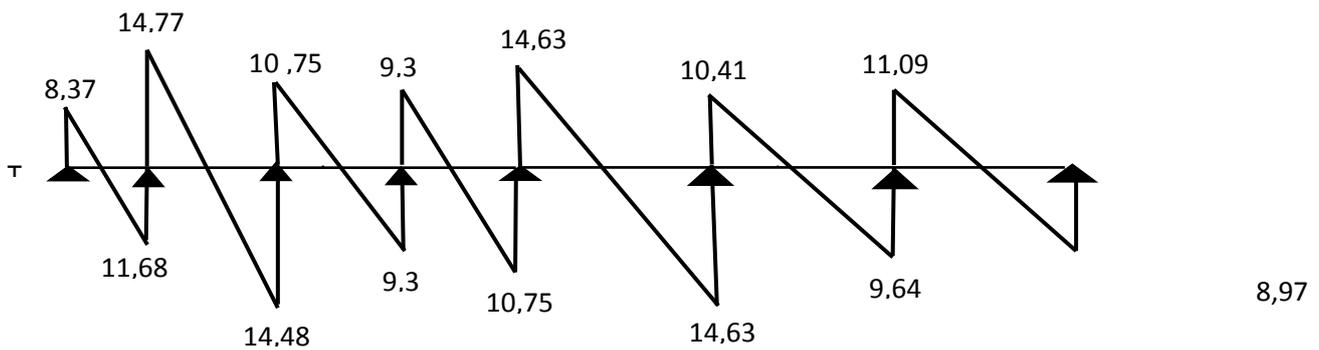


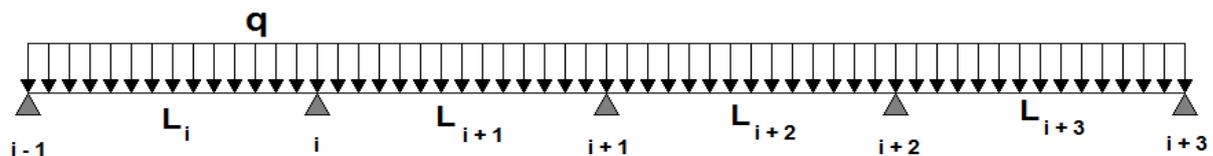
Figure III.11 : Diagramme des efforts tranchants

III.6-Plancher étage :

III.4 Méthode de calcul :

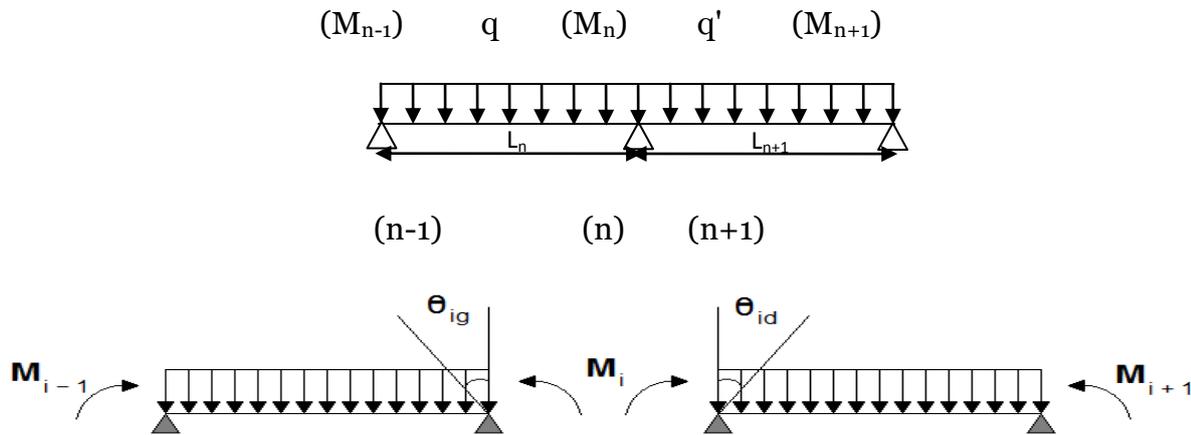
III.4.1.Principe de calcul de la méthode des trois moments :

Pour les poutres continues à plusieurs appuis,



Isolant deux travées adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque ; c'est

un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur les déformations du système.



M_n, M_{n-1}, M_{n+1} : les moments de flexion sur appuis (n), (n-1), (n+1), il sont supposés positifs, suivant les conditions aux limites et les condition de continuité, ($\theta' = \theta''$).....(1)

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



G_n, G_{n+1} : les centres d'inertie des aires de diagramme des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1}, b_{n+1}$: sont la signification indiqué sur la figure.

S_n et S_{n+1} : les Aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1}

$$\theta' = \theta'(M_{n-1}) + \theta'(M_n) + \theta'(q)$$

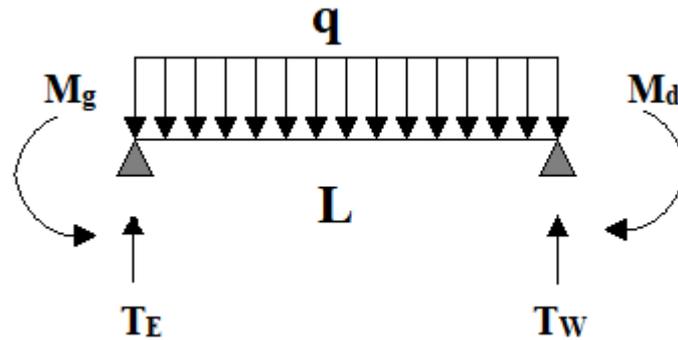
Selon le théorème des Aires des moments, on aura :

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

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

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

Pour calculer les moments en travée et les efforts tranchants en utilise la méthode des sections :



$$T_E = \frac{q \cdot L}{2} + \frac{M_g - M_d}{L}$$

$$T_W = -q \cdot L + T_E$$

$$X = \frac{T_E}{q}$$

$$M_T = T_E \cdot X - M_g - \frac{q \cdot X^2}{2}$$

III.4.2 Calcul des sollicitations (E.L.U)

Exemple de calcul :

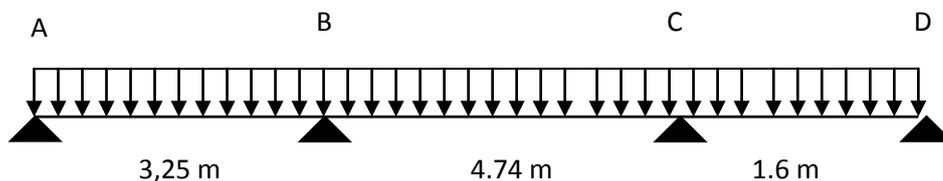


Figure III.12 : Type de poutrelle 1

$$Q = 5,56 \text{ KN/m}$$

$$M_{oAB} = ql^2/8 = 7,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{oBC} = ql^2/8 = 15,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{oCD} = ql^2/8 = 1,78 \text{ KN.m}$$

Avec :

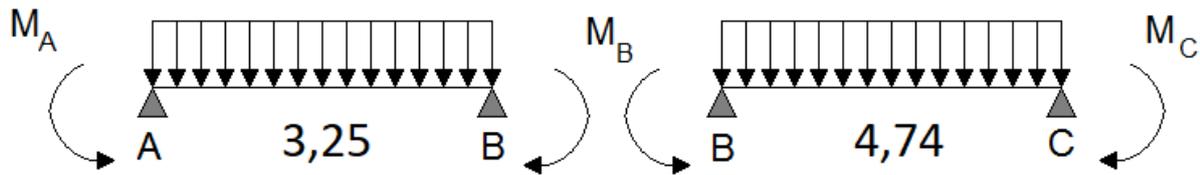
$$M_A = -0,2.M_{oAB} = -1,47 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0,2.M_{oAB} = -0,36 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fait selon la formule

En isolant deux travées adjacentes, on prend A-B et B-C

$$(M_A = M_{n-1}) \quad (M_B = M_n) \quad (M_C = M_{n+1})$$



✓ **Partie AB:**

$$a_n = b_n = 1,63 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3.L_n.M_{oAB} = 15,91 \text{ m}^2$$

✓ **Partie BC:**

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,63 \text{ m}$$

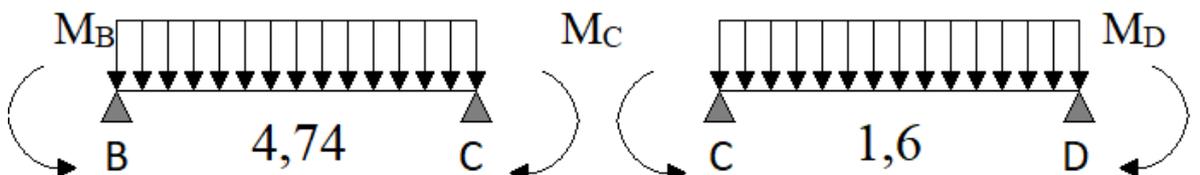
$$S_{n+1} = 2/3.L_{n+1}.M_{oBC} = 15,91 \text{ m}^2$$

$$M_A.L_n + 2M_B(L_n + L_{n+1}) + M_C.L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n.a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1}.b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

$$3,25(1,47) + 2(3,25 + 4,74)M_B + 4,74M_C = 195,71$$

$$15,98M_B + 4,74M_C = 190,91 \dots \dots \dots (1)$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend B-C et C-D :



$$Q = 5,56 \text{ KN/m}$$

$$(M_B = M_{n-1}) \quad (M_C = M_n) \quad (M_D = M_{n+1})$$

✓ **Partie BC:**

$$a_n = b_n = 2,37 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_{0AB} = 49,36 \text{ m}^2$$

✓ **Partie CD:**

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 2,36 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_{0BC} = 49,36 \text{ m}^2$$

$$M_B \cdot L_n + 2M_C(L_n + L_{n+1}) + M_D \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

$$4,74M_B + 2(4,74 + 1,6)M_D + 1,6M_D = 153,68$$

$$4,74M_B + 12,68M_D = 153,1 \dots \dots \dots (2)$$

En raison de forme similaire : Les équations restantes seront les suivantes

$$15,98M_B + 4,74M_C = 190,91 \dots \dots \dots (1)$$

$$4,74M_B + 12,68M_D = 153,1 \dots \dots \dots (2)$$

Depuis la formule (1)

$$(1) \cdot 2,685 \Rightarrow 42,75M_B + 12,68M_C = 510,68$$

$$4,74M_B + 12,68M_D = 153,1$$

$$(1) - (2) \Rightarrow 38,01M_B = 357,58$$

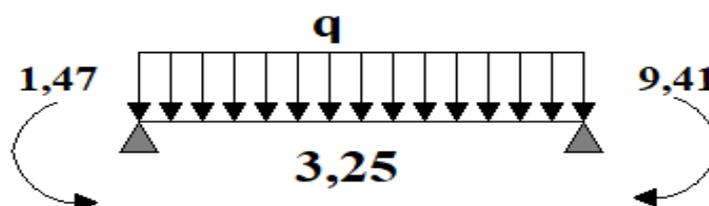
2.1-Les moments sur appuis sont :

$$M_A = -1,47 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -9,41 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -8,56 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0,36 \text{ KN.m}$$

✓ **2.2-Les moments en travées : Partie AB:**

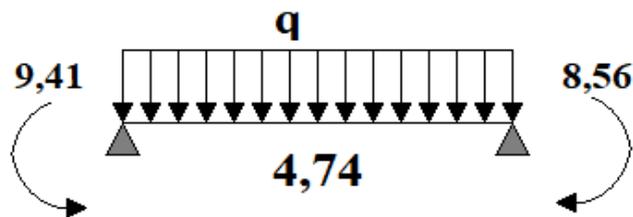
$$T_E = \frac{5,56 \cdot 3,25}{2} + \frac{1,47 - 9,14}{3,25} = 6,59 \text{ KN}$$

$$T_W = -5,56 \cdot 3,25 + 6,59 = -11,48 \text{ KN}$$

$$X = \frac{6,59}{5,56} = 1,19 \text{ m}$$

$$M_T = 6,59 \cdot 1,19 + 1,47 - \frac{5,56 \cdot (1,19)^2}{2} = 2,39 \text{ KN.m}$$

✓ **Partie BC:**



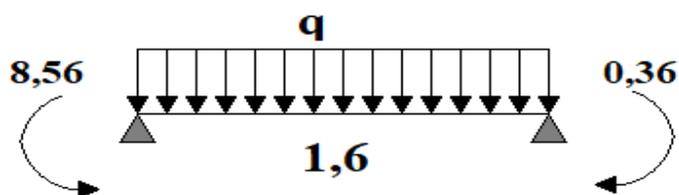
$$T_E = \frac{5,56 \cdot 4,74}{2} + \frac{9,14 - 8,56}{4,74} = 13,36 \text{ KN}$$

$$T_W = -5,56 \cdot 4,74 + 13,36 = -13 \text{ KN}$$

$$X = \frac{13,36}{5,56} = 2,4 \text{ m}$$

$$M_T = 13,36 \cdot 2,4 + 9,41 - \frac{5,56 \cdot (2,4)^2}{2} = 6,64 \text{ KN.m}$$

✓ **Partie CD:**



$$T_E = \frac{5,56 \cdot 1,6}{2} + \frac{8,56 - 0,36}{1,6} = 9,58 \text{ KN}$$

$$T_W = -5,56 \cdot 1,6 + 9,58 = -0,68 \text{ KN}$$

$$X = \frac{9,58}{5,56} = 1,7 \text{ m}$$

$$M_T = 9,58 \cdot 1,7 - 8,56 - \frac{5,56 \cdot (1,7)^2}{2} = -0,11 \text{ KN.m}$$

Tableau III.1 : Résultats obtenus (plancher étage) :

	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M _o	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e (-)	M _o	M _t	M _w	M _e
Type 01	A-B	3,25	7,34	2,39	1,47	9,41	6,59	11,48	5,31	1,77	1,06	6,79
	B-C	4,74	15,61	6,64	9,41	8,56	13,36	13	11,3	5,7	6,79	6,23
	C-D	1,6	1,78	-	0,11	8,56	0,36	9,58	0,68	1,3	-0,2	6,23
Type 02	A-B	1,6	1,78	-0,7	0,36	10,02	2,03	10,93	1,3	-0,6	0,26	6,93
	B-C	4,74	15,61	8,66	10,02	3,64	14,68	11,67	11,3	5,43	6,93	4,89
	C-D	3,25	7,34	0,48	3,64	10,38	5,92	12,16	5,31	-1,6	4,89	9,4
	D-E	3,25	7,34	1,01	10,38	1,47	9,90	5,55	5,31	0,85	9,4	1,06
Type 03	A-B	3,25	7,34	2,39	1,47	9,25	11,43	6,64	5,31	1,73	1,06	6,69
	B-C	4,74	15,61	6,57	9,25	8,84	13,09	13,26	11,3	4,75	6,69	6,39
	C-D	3,25	7,34	1,68	8,84	3,18	7,25	10,82	5,31	1,21	6,39	2,27
	D-E	3,25	7,34	1,59	3,18	4,6	10,88	7,19	5,3	1,15	2,27	6,53
	E-F	4,74	15,61	6,82	4,6	8,55	13,08	13,28	11,31	4,93	6,53	6,2
	F-G	3,25	7,34	0,76	8,55	4,84	7,9	10,18	5,31	0,6	6,2	3,4
	G-H	3,35	7,34	4,28	4,84	1,47	8	10,07	5,31	2,9	3,4	1,06

Tableau III.2 : Résultats obtenus (plancher terrasse) :

	Travé	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M _o	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e (-)	M _o	M _t	M _w	M _e
Type 01	A-B	3,25	5,83	8,28	1,17	6,56	8,37	11,7	4,24	6,08	0,84	4,74
	B-C	4,74	7,94	17,32	6,56	5,65	14,8	14,3	5,76	12,6	4,74	4,09
	C-D	1,6	1,41	1,7	5,65	0,29	8,29	1,59	1,03	1,17	4,09	0,2
Type 02	A-B	1,6	1,41	2,25	0,29	5,64	1,58	8,28	1,03	1,17	0,28	4,1
	B-C	4,74	7,94	17,45	5,64	5,85	14,6	14,4	5,76	12,7	4,1	4,25
	C-D	3,25	3,73	8,11	5,85	4,6	10,4	9,65	2,71	5,92	4,25	3,34
	D-E	3,25	5,84	8,08	4,6	1,17	11,1	8,97	4,24	5,86	3,34	0,84
Type 03	A-B	3,25	8,88	8,84	1,17	6,55	8,37	11,7	4,24	6,08	0,84	4,76
	B-C	4,74	17,3	17,40	6,55	6,8	14,8	14,5	5,76	12,6	4,76	4,25
	C-D	3,25	8,1	2,86	6,8	3,51	10,8	9,3	4,24	5,89	4,25	2,55
	D-E	3,25	8,2	5	3,51	5,85	9,3	10,8	5,76	6	2,25	4,25
	E-F	4,74	17,3	17,32	5,85	5,85	14,6	14,6	4,24	12,7	4,25	4,25
	F-G	3,25	8,11	7,32	5,85	4,6	10,4	9,64	5,76	5,92	4,25	3,34
	G-H	3,25	8,06	4,6	4,61	1,17	11,1	8,97	4,24	5,86	3,34	0,84

Tableau III.3 : récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximaux

Niveau	Type poutrelle	Mt (KN.m)		Ma (KN.m)		Tmax (KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
6Etagé courante	1	6,64	5,7	9,41	6,79	13,36	9,37
	2	8,70	5,43	10,38	9,4	14,68	10,31
	3	8,82	4,93	9,25	6,69	13,28	9,6
Terrasse	1	8,81	6,66	7	4,76	8,74	10,89
	2	8,05	7,27	5,85	4,26	16,82	13,58
	3	17,45	12,77	6,8	4,76	14,68	10,62

III.5. Calcul du ferrailage :

III.5.1 E.L.U :

M_{tab} : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

Si $M_{tab} < M^{max}$: la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera une section en "Té".

Si $M_{tab} > M^{max}$: la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en "Té" sera calculée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h)$

✓ En travée :

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

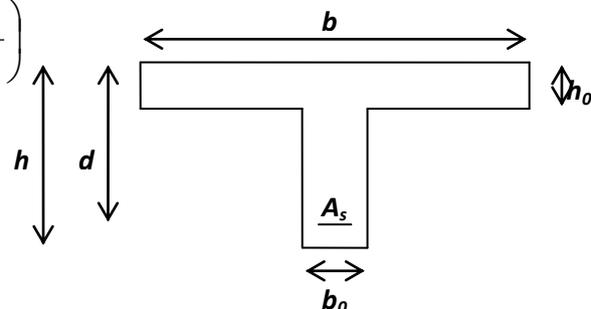
$$M_{tab} = \sigma_{bc} \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$


Figure III.13 : Dimensions des poutrelles

$$\text{Avec ; } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ feE400 \\ fc28 = 25MPa \\ ft28 = 2,1MPa \\ \sigma_{bc} = 14,2MPa \\ \sigma_s = 348MPa \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 14,20 \text{ MPa. ; } b = 60 \text{ cm ; } h_0 = 4 \text{ cm ; } d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$M_{tab} = 14,20 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) = 54528 \text{ N.m}$$

$$M_{tab} = 54528 \text{ N.m} > M_t^{\max} = 17450 \text{ N.m.}$$

Donc, la zone de compression se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension : $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{17450}{60 \times (18)^2 \times 14,20} = 0,063 < \mu l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,0816$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,967$$

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

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17450}{0,967 \times 18 \times 348} = 2,88 \text{ cm}^2$$

• **condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2,88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3T12 \longrightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2$$

✓ **En appui :**

La section sera calculée comme une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2.$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{10380}{12 \times (18)^2 \times 14,20} = 0,188 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,24$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,904$$

$$\beta = 0,904$$

$$A = \frac{10380}{0,904 \cdot 18 \cdot 348} = 1,83 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}, A_{\text{cal}}) = 1,83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : 1T12+1T12} \longrightarrow A = 2,26 \text{ cm}^2$$

III.5.2 Vérification à E.L.S :

Comme la fissuration est considérée comme préjudiciable, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section rectangulaire} \\ \text{flexion simple} \\ \text{Acier Fe E400} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Si cette inégalité est vérifiée, donc la vérification de σ_b n'est pas nécessaire :

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{17450}{12770} = 1,36$$

$$\alpha = 0,0816 < \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0,0816 < 0,43 \rightarrow c.v$$

✓ **En appui :**

$$\gamma = \frac{10380}{9950} = 1,04$$

$$\alpha = 0,24 < 0,27 \rightarrow c.v$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S

III.5.3 Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :

Pour des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne. D'après le B.A.E.L 83, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\delta_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min (3,33 ; 4 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \cdot d} = \frac{16820}{120 \times 180} = 0,77 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,77 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{ad} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow c.v$$

III.5.4 Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois quantités suivantes :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_L ; \frac{b_0}{10} \right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\phi_t \leq \min (0,571 ; 1,2 ; 1,2)$$

On prend $\phi_t = 6$ mm avec une nuance d'acier FeE215

Choix : $2\phi 6 \longrightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$

III.5.5 Ancrage des barres

III.4.5.1 Contrainte d'adhérence limite

Pour assurer un ancrage correct d'empêcher le glissement de l'armature dans la gaine du béton, il faut limiter la contrainte d'adhérence à la valeur suivante :

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{fj}$$

$$\begin{cases} 1 \dots \dots \dots RL \\ 1,5 \dots \dots \dots HA \end{cases}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 1,8 = 2,43 \text{ MPa.}$$

III.5.5.2 Longueur de scellement droit

C'est la longueur pour assurer un ancrage droit :

$$L_S = \phi \cdot \frac{f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = 1 \cdot \frac{400}{4 \cdot 2,43} = 41,15 \text{ cm}$$

III.5.6 Ancrage des armatures :

III.5.6.1 Rayon de courbe minimal :

$r = 5,5\phi$ Pour la barre a haute adhérence feE400

$$L_1 = 35 - \frac{\phi}{2} - c - r$$

$$L_1 = 35 - 0,5 - 3 - 5,5 = 26 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow L_1 + 2,56L_3 > L_s - 3,92.5,5$$

$$\Rightarrow L_3 = \frac{41,15 - 3,82.5,5 - 26}{2,56} = 2,28$$

On prend :

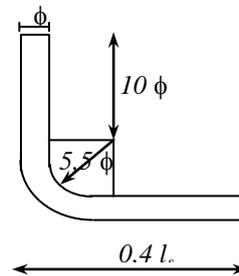


Figure III.14 : Schéma de l'ancrage

III.5.6.2 Calcul de l'espacement des armatures transversales :

D'après le B.A.E.L 91 :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28}}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\text{Donc : } \delta_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0,9 f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28})} \Rightarrow \delta_{t1} \leq 66 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$\delta_{t2} \leq \min (16,2 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow \delta_{t2} \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot \sin \alpha \cdot 0,4}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{0,57 \cdot 215}{12 \times 0,4} \Rightarrow \delta_{t3} \leq 25,53 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min (\delta_{t1}, \delta_{t2}, \delta_{t3}) \Rightarrow \delta_t \leq \min ((16,2); (25,53), (66))$$

On prend : $\delta_t = 15 \text{ cm}$

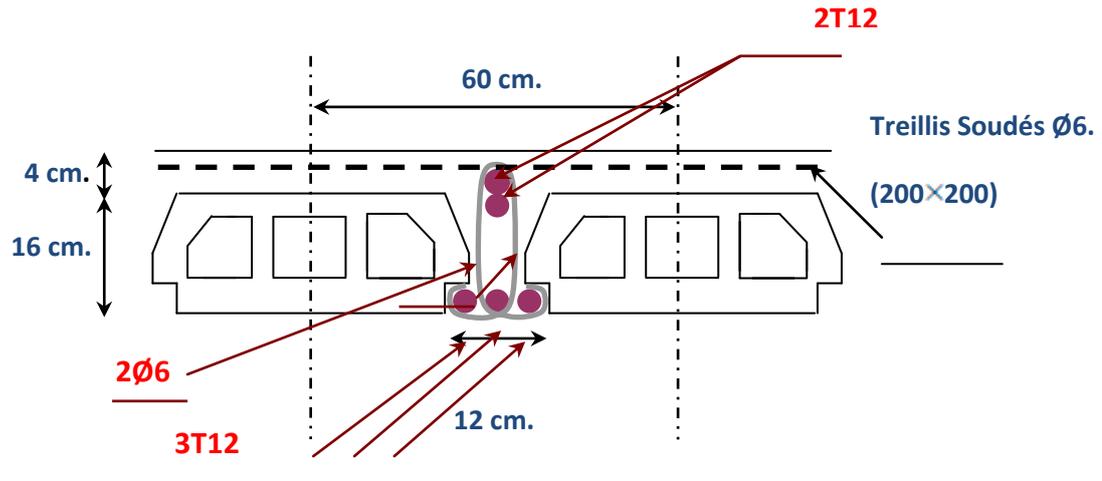


Figure III.15 : ferrailage de poutrelle

III.6 Calcul de la flèche :

III.6.1 Vérification de la flèche :

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

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

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

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

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

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

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

$M_{aservice}$: Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

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

III.6.2 Vérification des conditions :

$$a. \frac{h}{L} = \frac{20}{474} = 0,042 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow C.N.V$$

$$b. \frac{h}{L} = \frac{20}{474} = 0,042 \leq \frac{1}{10} \cdot \frac{12,77}{9,95} = 0,128 \rightarrow C.N.V$$

$$c. \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0156 \geq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow C.N.V$$

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

G : Charge permanente après mise en place des cloisons.

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

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

$$\text{On a : } \begin{cases} G = 520 \text{ Kg/m}^2 \\ P = 520 + 150 = 670 \text{ Kg/m}^2 \\ J = 520 - 75 = 445 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Pour } b = 0,60 \text{ m } \begin{cases} G = 5200 \times 0,60 = 3120 \text{ N/ml} \\ P = 6700 \times 0,60 = 4020 \text{ N/ml} \\ J = 4450 \times 0,60 = 2670 \text{ N/ml} \end{cases}$$

III.6.3 Calcul des moments fléchissant :

$$\begin{cases} M_G = 0,71 \cdot \frac{G \cdot L^2}{8} = 0,71 \cdot \frac{3120 \times (4,74)^2}{8} = 6221,27 \text{ N.m.} \\ M_P = 0,71 \cdot \frac{P \cdot L^2}{8} = 0,71 \cdot \frac{4020 \times (4,74)^2}{8} = 8015,87 \text{ N.m.} \\ M_J = 0,71 \cdot \frac{J \cdot L^2}{8} = 0,71 \cdot \frac{2670 \times (4,74)^2}{8} = 5323,97 \text{ N.m.} \end{cases}$$

✓ **Module du modèle de déformation longitudinale :**

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

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

✓ **Détermination du centre de gravité :**

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

$$y_G = \frac{(60 \cdot 4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4) \cdot 12 \cdot (20 - 4)/2] + 15 \cdot 3,39 \cdot 3}{(60 \cdot 4) + (20 - 4) \cdot 12 + 15 \cdot 3,39}$$

$$y_G = 12,84$$

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

$$I_g = \frac{b y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 (h_1 - y_G)^3}{3} + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{60 \cdot (12,84)^3}{3} - \frac{(60 - 12) \cdot (12,84 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot (20 - 12,84)^3}{3} + 15 \cdot 3,39 \cdot (18 - 12,84)^2$$

$$I_g = 45018,20 \text{ cm}^4$$

✓ **Pourcentages des armatures :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,015$$

D'après le B.A.E.L 83 : $\rho_1 = \rho \cdot 100 = 1,5 \longrightarrow \beta_1 = 0,837$

III.7 Calcul des contraintes suivant les sollicitations

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{6221,27}{3,39 \times 0,837 \times 18} = 121,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{8015,87}{3,39 \times 0,837 \times 18} = 156,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{5323,97}{3,39 \times 0,837 \times 18} = 104,24 \text{ MPa}$$

III.7.1 Calcul de μ_g, μ_p, μ_j :

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \times 0,015 \times 121,80 + 2,1} \right] = 0,390$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \times 0,015 \times 156,94 + 2,1} \right] = 0,319$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \times 0,015 \times 104,24 + 2,1} \right] = 0,439$$

III.7.2 Calcul des moments d'inertie fictifs

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

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{60}\right) \cdot 0,015} = 2,69$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{60}\right) \times 0,015} = 1,07$$

$$I_{f_i}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \cdot 45018,20}{(1 + 2,69 \times 0,390)} = 24166,71 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_v}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \cdot 45018,20}{(1 + 1,07 \times 0,390)} = 34939,68 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^p = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_p)} = \frac{1,1 \cdot 45018,20}{(1 + 2,69 \times 0,319)} = 26650,74 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^j = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_j)} = \frac{1,1 \cdot 45018,20}{(1 + 2,69 \times 0,439)} = 22706,12 \text{ cm}^4$$

III.8 Calcul de flèche (total et admissible)

$$f_{g_i} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^g} = \frac{6221,27 \times (474)^2}{10 \times 32164,19 \times 24166,71} = 0,17 \text{ cm}$$

$$f_{g_v} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_v}^g} = \frac{6221,27 \times (474)^2}{10 \times 10818,86 \times 34939,68} = 0,36 \text{ cm}$$

$$f_{J_i} = \frac{M_J \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^J} = \frac{5323,97 \times (474)^2}{10 \times 32164,19 \times 22706,12} = 0,16 \text{ cm}$$

$$f_{P_i} = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^P} = \frac{8015,87 \times (474)^2}{10 \times 32164,19 \times 26650,74} = 0,21 \text{ cm}$$

III.8.1 La flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_{g_v} - f_{J_i}) + (f_{P_i} - f_{g_i}) = (0,36 - 0,16) + (0,21 - 0,17)$$

$$\Delta f_t = 0,24 \text{ cm}$$

III.8.2 La flèche admissible :

$$\text{Pour } L = 474 \text{ cm} < 500 \text{ cm} \Rightarrow \Delta f_{\max}^f = \frac{L}{500} = \frac{474}{500} = 0,948 \text{ cm}$$

Donc $\Delta f_t = 0,24 \text{ cm} < \Delta f_{\max}^f = 0,948 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifier