III -1- Introduction :

Un plancher est un élément de structure généralement de surface plane , destiner à limiter les étages et supporter les revêtements de sols , ses fonctions principales sont :

- Supporter son poids propre et les surcharges d'exploitation.
- Transmettre les charges aux éléments porteurs (poteaux, murs, voiles ………)
- Assurer l'isolation thermique (en particulier pour les locaux situé sous la terrasse ou ceux situé sous vide sanitaire) et acoustique (étanchéité au bruit) entre les différentes étages .
- Rigidifier la structure et participer à la résistance (répartition des efforts horizontaux)

On peut distinguer deux grandes classes de plancher :

Les planchers coulés sur place ou plancher dits « traditionnels ».

Les planchers préfabriqués , la préfabrication pouvant être totale ou partielle.

III-2-Dimensionnement des poutrelles :

Notre projet étant une construction courante à une surcharge modérée ($Q \leq 5KN/m^2$).

La hauteur du plancher est **20cm** soit **(16+4) cm**

$$\begin{cases} 16cm : \text{corps creux} \\ 4cm : \text{dalle de compression} \end{cases}$$

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur avec un espacement de 65cm entre axes.

Hauteur du plancher : $\mathbf{h_t = 20\ cm}$

Épaisseur de la nervure : $\mathbf{h_0 = 12\ cm}$

Largeur de la dalle de compression: $\mathbf{b_0 = 04cm}$

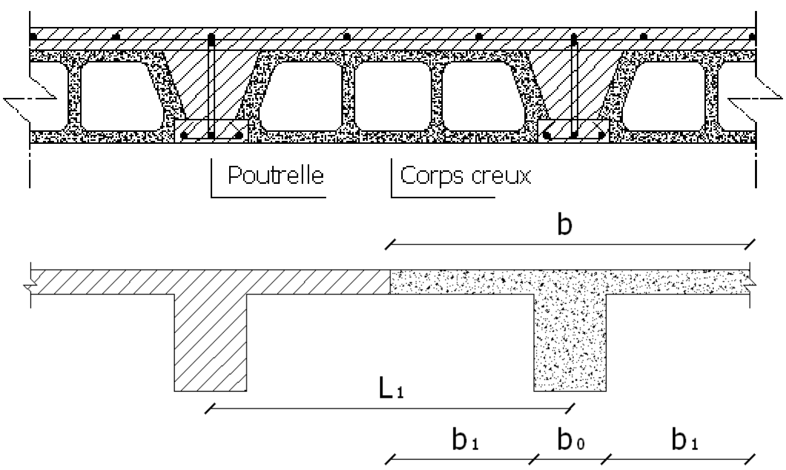


Figure III.1 : Plancher à corps creux

III-2-1-Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

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

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

La portée maximale est : L = 3,20 m l_1=65cm

$$b_1=(b-b_0)/2=\min\begin{cases} b_1 \leq (l_1-b_0)/2 \\ b_1 \leq L/10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \min\begin{cases} b_1 \leq (65-12)/2=26{,}5\text{cm} \\ b_1 \leq 320/10=32 \text{ cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend: b_1 = 26,5 cm.

(1) $\Rightarrow$ b = 2 (26,5) +12 = 65 cm. Donc on prend dans le calcul **b = 65 cm**

III-3-Méthode de calcul des poutrelles :

III-3-1- Planchers étages courant :

III-3-1-1-Méthode forfaitaire :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 est proposé une méthode simplifiée applicable pour les planchers courantes si les conditions ci après sont satisfaites.

a-Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

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

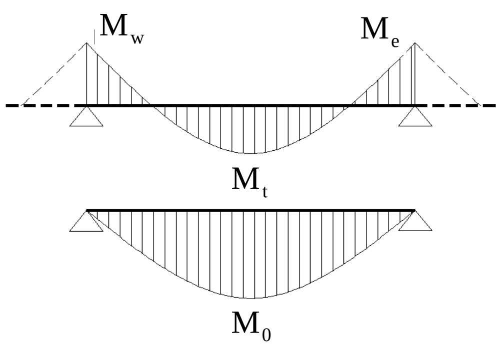
1. la charge d'exploitation $Q \leq \max(2G\ ;\ 5KN/m^2)$
2. les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
3. le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$\mathbf{0{,}8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1{,}25}$$

4 - la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

b-Principe de calcul :

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



Travée hyperstatique

Travée isostatique

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

- $Mt \geq \max\ [1{,}05M0\ ;\ (1+0{,}3\alpha)M_0] - (Mw+Me)/2$.
- $Mt \geq (1+0{,}3\alpha)\ M_0/2$. . . . . cas d'une travée intermédiaire.
- $Mt \geq (1{,}2+0{,}3\alpha)\ M_0/2$ . . . . cas d'une travée de rive.

M_0 : Le moment maximal isostatique dans la travée indépendante.

Mt : Le moment maximal dans la travée étudiée.

Mw : Le moment sur l'appui gauche de la travée.

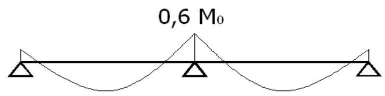
Me : Le moment sur l'appui droit de la travée.

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

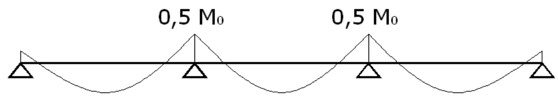
c-Les valeurs des moments aux appuis:

Les valeurs absolues des moments sur appuis sont évaluées selon le nombre des travées :

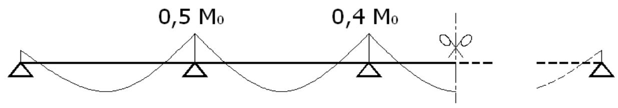
- Poutre contenue a deux travées :



- Poutre contenue a trois travées :



- Poutre contenue a plus de trois travées:

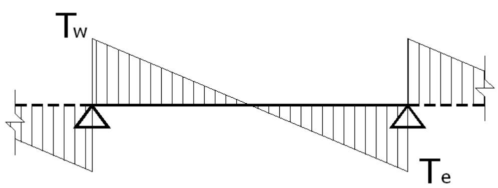


d-Efforts tranchants :

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

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

- $Tw = (Mw-Me)/l + Ql/2$
- $Te = (Mw-Me)/l - Ql/2$



III-3-2-Plancher terrasse :

III-3-2-1-Méthode de Caquot :

Cette méthode est dérivée du théorème des trois moments, mais avec certains ajustements, propre aux poutres en béton armé. Méthode de CAQUOT minorée :

Dans le cas où la méthode forfaitaire ne peut pas être applicable et on a $Q < 2G$ ou $Q < 5\ KN/m^2$, on applique la méthode de CAQUOT en multipliant la part des moments sur appui provenant des seules charges permanentes par un coefficient variant entre 1 et 2/3. (Généralement on fixe le coefficient multiplicateur par 2/3).On reprend la totalité de G ensuite pour le calcul des moments en travée.

a-Domaine d'application de la méthode de Caquot :

La méthode de Caquot s'applique essentiellement aux planchers à charges d'exploitation élevées et susceptibles de variations rapides dans le temps et en position et où G et Q vérifient :

$Q > 2G$ ou $Q > 5\ KN/m^2$

Elle s'applique également aux planchers à charge d'exploitation modérée si l'une des trois conditions complémentaires n'est pas remplie (Caquot minorée).

b-Principe de la méthode :

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

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

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

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

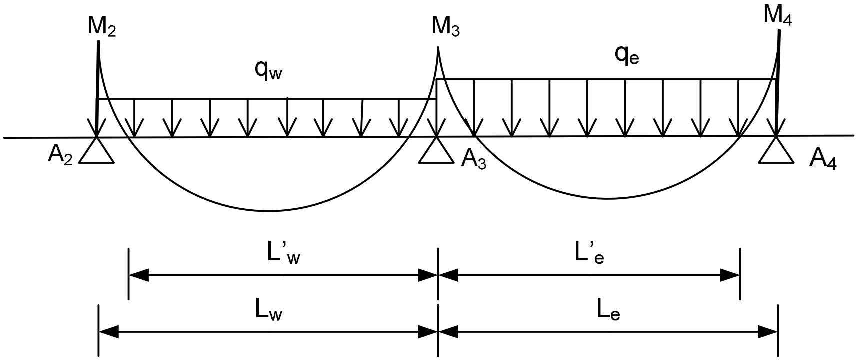
Hypothèses :

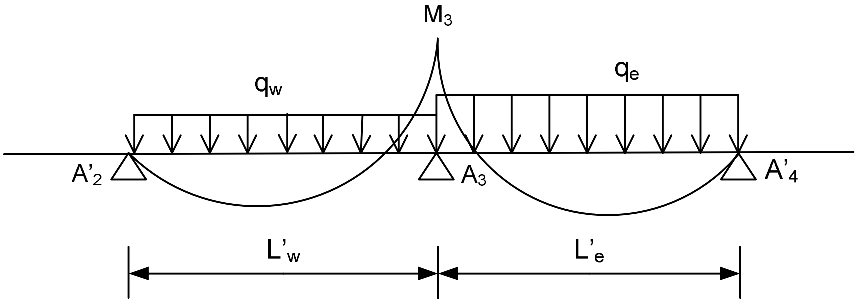
Pour le calcul des moments sur appui Ma, on fait les hypothèses suivantes :

- Seules les charges sur les travées voisines de l'appui considéré sont prises en compte, G'=2/3G
- On adopte des longueurs de portées fictives l', telles que :

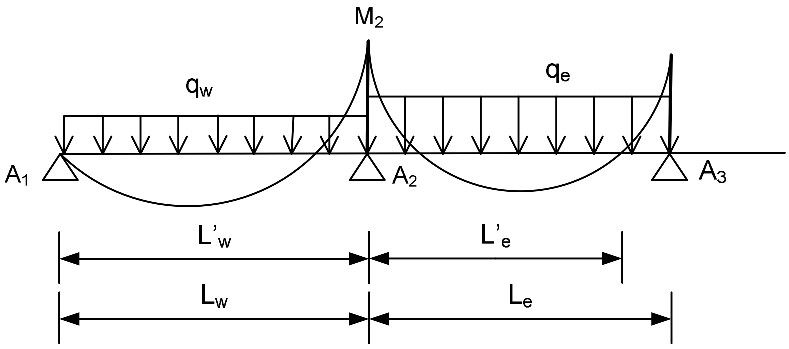
l' = l pour les deux travées de rive,

l' = 0.8l pour les travées intermédiaires.





Longueurs réelles et longueurs fictives (travées intermédiaires)



Longueurs réelles et longueurs fictives (travées intermédiaire et de rive)

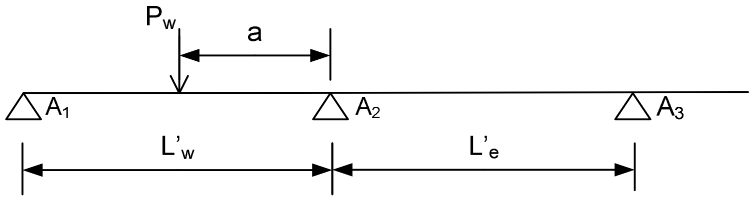
- La formule de CAQUOT apporte des corrections à la méthode de continuité théorique pour atténuer les moments sur appuis : le coefficient 8 est remplacé par 8,5.

Pour le cas de charges réparties, les moments sur appui intermédiaire sont donnés par :

$$M_{appui} = -\left(\frac{q_w\ L'^3_w + q_e\ L'^3_e}{8.5(L'_w + L'_e)}\right)$$

Pour des charges ponctuelles (concentrées), les moments sur appui intermédiaire sont donnés par :

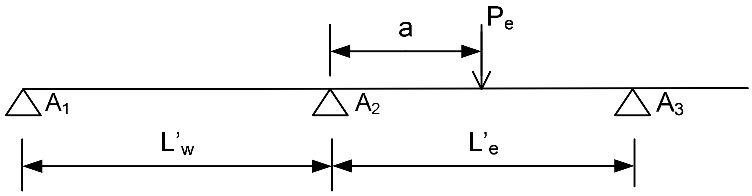
- Sous l'action d'une charge concentrée P_w sur la travée de gauche appliquée à une distance (a) de l'appui :



Le moment M $_{appui}$ est donné par la formule suivante :

$$M_{appui}(P_w) = -\frac{k.q_w\ L'^2_w}{L'_w + L'_e}$$

- Sous l'action d'une charge concentrée P_e sur la travée de droite appliquée à une distance (a) de l'appui :



Le moment M $_{appui}$ est donné par la formule suivante :

$$M_{appui}(P_e) = -\frac{k.q_e\ L'^2_e}{L'_w + L'_e}$$

Avec :

$$k = \frac{x(x-1)(x-2)}{2.125}$$

et :

$$x = \frac{a}{l'}$$

Remarque :

Le moment total est obtenu comme la somme des moments sur appui des différents chargements.

d-Moments en travées :

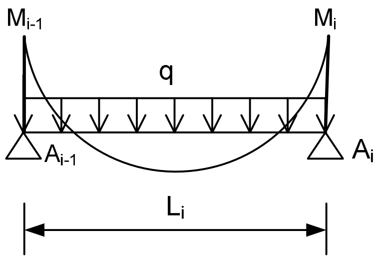
Pour les calculs des moments en travée M_t on considère la longueur des portées réelles *l* (et non pas *l*').

Rappels de RDM :

Pour une travée quelconque $A_{i-1}A_i$ de longueur L_i d'une poutre continue, soumise à l'action d'un système de charges.

Posons :

$$M_w = |M_{i-1}|$$
$$M_e = |M_i|$$



L'équation du moment de flexion en travée (à une distance x) est donnée par :

$$M(x) = M_0(x) - M_w + \frac{(M_w - M_e)}{L}x$$

$$M(x) = \frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2} - M_w + \frac{(M_w - M_e)}{L}x$$

$$M_{tmax} = \frac{qL^2}{8} - \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{2qL^2}$$

e-Efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont calculés en tenant compte des moments sur appuis évalués par la méthode de CAQUOT.

En A_{i-1} :

$$V_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L}$$

En A_i :

$$V_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L}$$

Le cas de charge correspondant aux efforts tranchants maximums sur l'appui *i* se produit lorsque les deux travées adjacentes sont chargées et les autres déchargées.

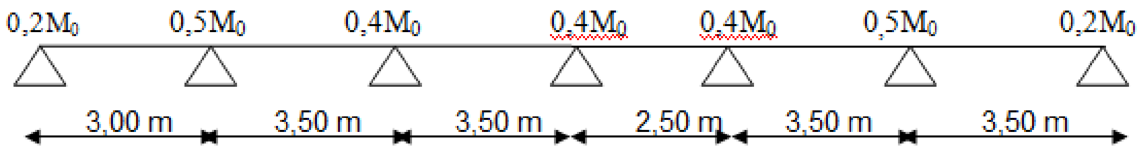
III-4- Etude des poutrelles :

On a trois (03) types des poutrelles dans la terrasse et (04) types dans les étages courants selon le nombre et des longueurs des travées et (03) familles selon la charge appliquée : « RDC,1er , 2^{éme} étages » et « 3émé jusq'au 08 éme étage » et « terrasse ».

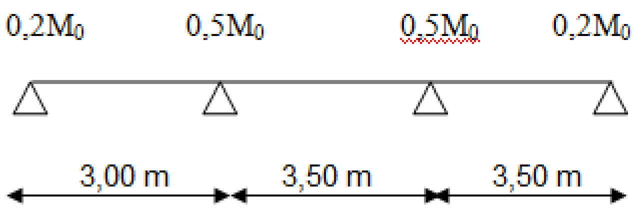
Selon le nombre et des longueurs des travées sont les suivantes :

III-4-1-Les types des poutrelles :

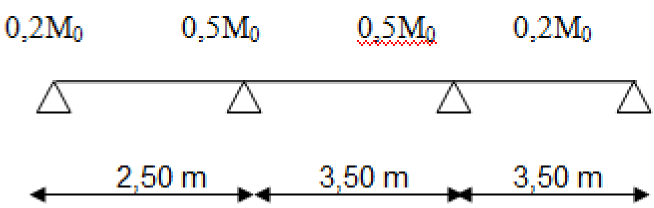
TYPE 01 :



TYPE 02 :



TYPE 03 :



TYPE 04 :

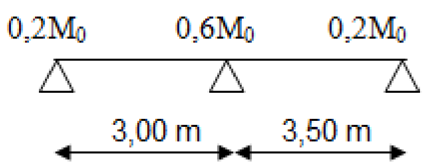


Figure III.2 :les types des poutrelles

III-4-2-Les combinaisons de charges:

Les charges par mètre linéaire /mL

- **Plancher RDC ,1er et 2emeétage:**

G = 5,04.0,65 = 3,27 KN/mL $\quad\left\{\begin{array}{l} Q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 8{,}32 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser} = G+Q = 5{,}87 \text{ KN/mL.} \end{array}\right.$

Q = 4,00.0,65 = 2,6 KN/mL

- **Plancher 3^{éme} au 8emeétage:**

G = 5, 04.0,65 = 3,27 KN/mL $\quad\left\{\begin{array}{l} Q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 5{,}88 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser} = G+Q = 4{,}25 \text{ KN/mL.} \end{array}\right.$

Q = 1, 50.0,65 = 0,97KN/mL

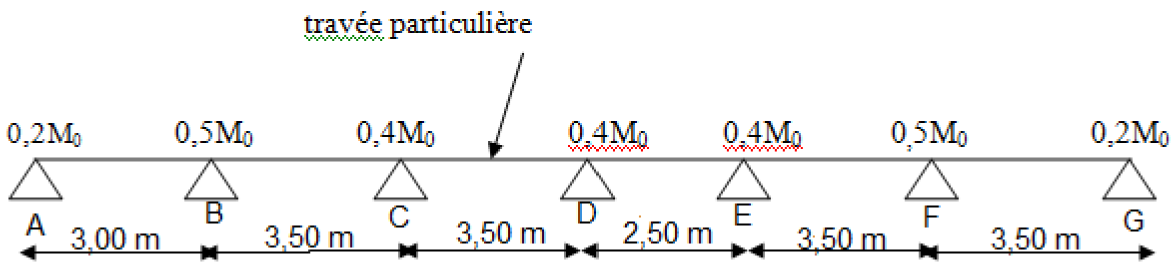
- **Plancher terrasse;**

G = 5, 45.0,65 =3, 54 KN/mL $\quad\left\{\begin{array}{l} Q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 5{,}75 \text{KN/mL.} \\ Q_{ser} = G+Q = 4{,}19 \text{ KN/mL.} \end{array}\right.$

Q =1,00.0, 65 = 0,65 KN/mL

III-4-3-Exemple de calcul :

a-Plancher RDC , 1er et 2^{éme} étage :



Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

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

$G = 5{,}04$ KN/m² ; $Q = 4{,}00$ KN/m²

$Q = 4{,}00$ KN/m² $< 2G = 10{,}08$ KN/m²............................condition vérifiée

2- le rapport entre les travées successives

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
Portée	3,00	3,50	3,50	2,50	3,50	3,50
Rapport		0,85		1,4		1

$0{,}8 \leq Li/Li+1 \leq 1{,}25$ ....…………………………………condition non vérifiée

3- Poutrelle a inertie constante (I=cte)…………………....condition vérifiée

4- Fissuration peu préjudiciable (cas de plancher étage).

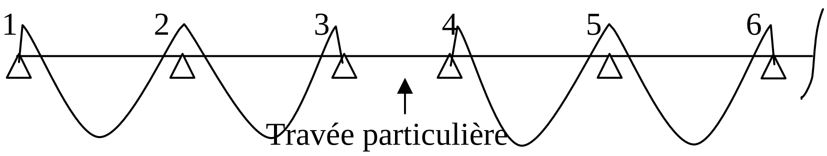
Puisque le rapport $0{,}8 \leq Li/Li+1 \leq 1{,}25$ n'est pas satisfait; on utilise **la méthode forfaitaire modifiée** pour la travée particulière; et on utilise toujours la méthode forfaitaire pour les restes travées

Principe de calcul de la méthode forfaitaire modifiée :

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

On distingue deux cas :

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



$Ma_1 = (0 \sim 0{,}4)\ M_{012}$

$Ma_2 = 0{,}5\max\ (M_{012}\ ;\ M_{023})$

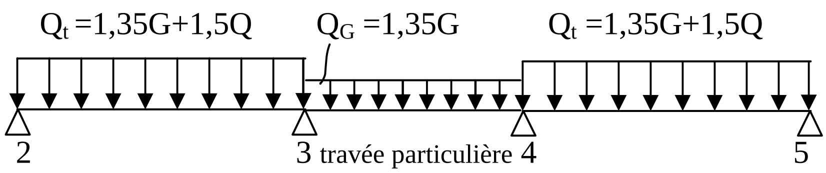
$Ma_3 = 0{,}4M_{023}$

$Ma_4 = 0{,}4M_{045}$

$Ma_5 = 0{,}4\max\ (M_{045}\ ;\ M_{056})$

On calcule le moment minimal de la travée particulière:

Pour la recherche du moment Mt_{34min}, on considère le chargement suivant:

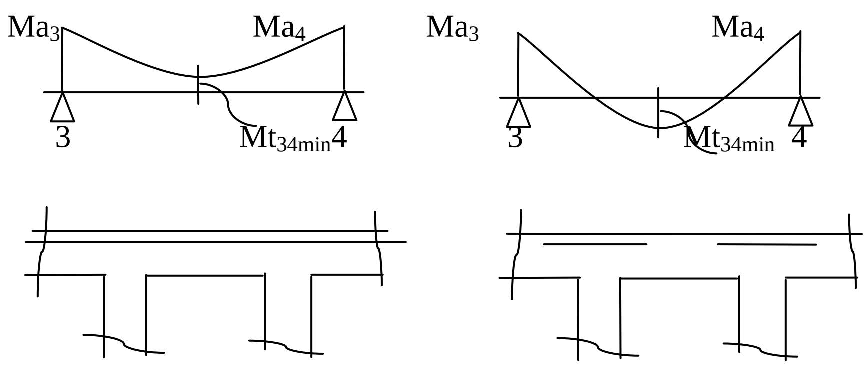


Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivant (Ma_3 et Ma_4 en valeur absolue):

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

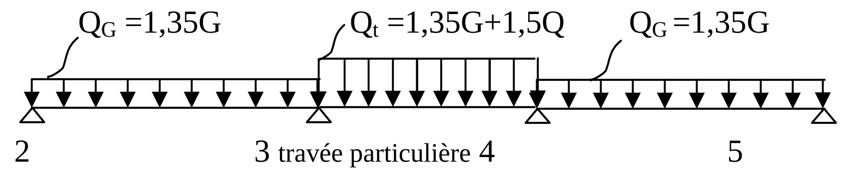
Le moment Mt_{34min} est évalué en remplaçant x par la valeur: $x = \frac{L_3}{2} + \frac{Ma_3 - Ma_4}{Q_G.L_3}$

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



On calcul le moment maximal de la travée particulière:

Pour la recherche du moment Mt_{34max}, on considère le chargement suivant:



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

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

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

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

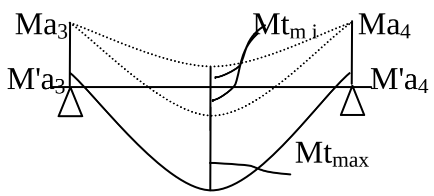
Avec:Q_t = 1,35G+1,5Q

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

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

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

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

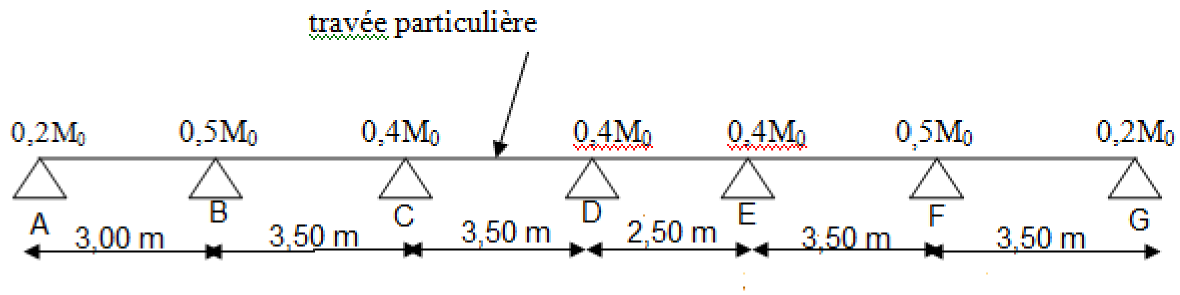


Plancher RDC ,1 er et 2 éme étage:

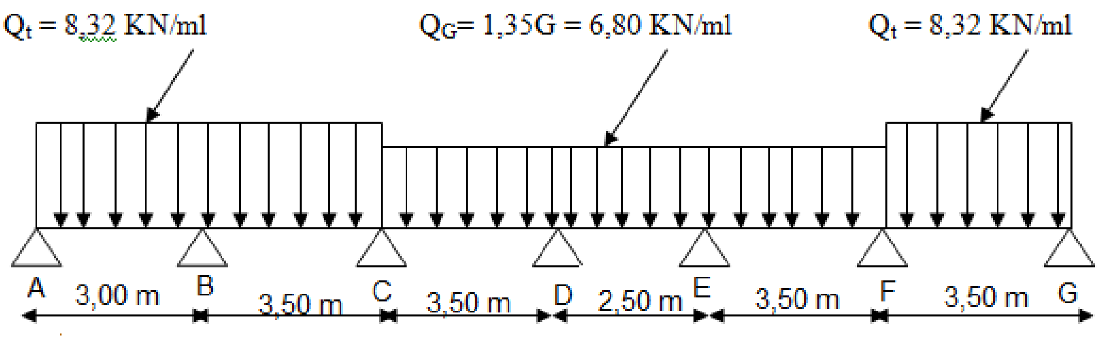
Le calcul se fait à **l'E.L.U**

Exemple de calcul:

Type1 :



❖ **Calcul du moment minimal :**



Moments isostatiques:

$M_{0AB} = Q_G.L^2/8 = 8{,}32(3{,}00)^2/8 = 9{,}36$ KN.m

$M_{0BC} = Q_t.L^2/8 = 8{,}32\ (3{,}50)^2/8 = 12{,}74$ KN.m

$M_{0CD} = Q_t.L^2/8 = 6{,}80\ (3{,}50)^2/8 = 10{,}41$ KN.m

$M_{0DE} = Q_t.L^2/8 = 6{,}80\ (2{,}50)^2/8 = 05{,}31$ KN.m

$M_{0EF} = Q_t.L^2/8 = 6{,}80\ (3{,}50)^2/8 = 10{,}41$ KN.m

$M_{0FG} = Q_t.L^2/8 = 8{,}32\ (3{,}50)^2/8 = 12{,}74$ KN.m

Moments sur appuis:

$M_A = 0{,}2M_{0AB} = 1{,}87$ KN.m

$M_B = 0{,}5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 6{,}37$KN.m

$M_C = 0{,}4 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 5{,}09$KN.m

$M_D = 0{,}4 \max (M_{0CD}, M_{0DE})= 4{,}16$KN.m

$M_E = 0{,}4 \max (M_{0DE}, M_{0EF})= 4{,}16$KN.m

$M_F = 0{,}5 \max (M_{0EF}, M_{0FG})= 6{,}37$KN.m

$M_G = 0{,}2M_{0FG} = 2{,}54$KN.m

Moment en travée particulière :

CD:(Mt $_{min}$)

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_A - M_B}{Q_G.L} = \frac{3{,}50}{2} + \frac{5{,}09 - 4{,}16}{6{,}80.3{,}5} = 1{,}78\,\mathrm{m}$$

$$Mt_{min}(x) = Q_t.\left(\frac{L - x}{2}\right) - Ma\left(1 - \frac{x}{L}\right) - Mb.\frac{x}{L}$$

$$Mt_{minx}(x) = 6{,}80\left(\frac{3{,}5 - 1{,}78}{2}\right) - 5{,}09\left(1 - \frac{1{,}78}{3{,}5}\right) - 4{,}16.\frac{1{,}78}{3{,}5} = 2{,}09\,\mathrm{KN.m}$$

DE:(Mt_{min})

$$X=\frac{L}{2}+\frac{M_A-M_B}{Q_G.L}=\frac{2,50}{2}+\frac{4,16-4,16}{6,80.2,5}=1,25\,m$$

$$Mt_{min}(x)=Q_t.\left(\frac{L-x}{2}\right)-Ma\left(1-\frac{x}{L}\right)-Mb.\frac{x}{L}$$

$$Mt_{min}(x)=6,80.\left(\frac{2,5-1,25}{2}\right)-4,16\left(1-\frac{1,25}{2,5}\right)-4,16.\left(\frac{1,25}{2,5}\right)=0,09\,KN.m$$

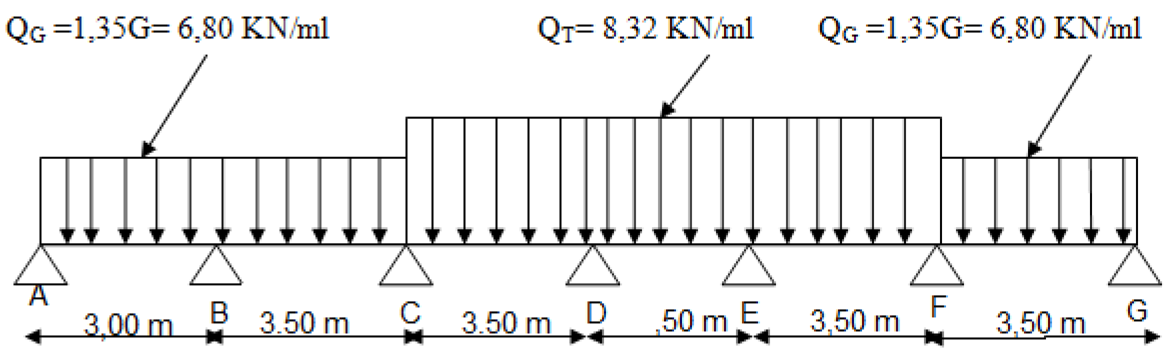
EF:(Mt_{min})

$$X=\frac{L}{2}+\frac{M_A-M_B}{Q_G.L}=\frac{3,50}{2}+\frac{4,16-6,37}{6,80.3,5}=1,65\,m$$

$$Mt_{min}(x)=Q_t.\left(\frac{L-x}{2}\right)-Ma\left(1-\frac{x}{L}\right)-Mb.\frac{x}{L}$$

$$Mt_{min}(x)=6,80.\left(\frac{3,5-1,65}{2}\right)-4,16\left(1-\frac{1,65}{3,5}\right)-6,37.\frac{1,65}{3,5}=1,09\,KN.m$$

Calcul du moment maximal :



Moments isostatiques:

$M_{0AB} = Q_G.L^2/8 = 6,80(3,00)^2/8 = 7,65$ KN.m

$M_{0BC} = Q_t.L^2/8 = 6,80\ (3,50)^2/8 = 10,41$ KN.m

$M_{0CD} = Q_t.L^2/8 = 8,32\ (3,50)^2/8 = 12,74$ KN.m

$M_{0DE} = Q_t.L^2/8 = 8,32(2,50)^2/8 = 6,50$ KN.m

$M_{0EF} = Q_t.L^2/8 = 8,32\ (3,50)^2/8 = 12,74$ KN.m

$M_{0FG} = Q_t.L^2/8 = 6,80\ (3,50)^2/8 = 10,41$ KN.m

Moments sur appuis:

$M_A = 0{,}2M_{0AB} = 1{,}53KN.m$

$M_B = 0{,}5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 5{,}20$ KN.m

$M_C = 0{,}4 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 5{,}09$ KN.m

$M_D = 0{,}4 \max (M_{0CD}, M_{0DE})= 5{,}09$ KN.m

$M_E = 0{,}4 \max (M_{0DE}, M_{0EF})= 5{,}09$ KN.m

$M_F = 0{,}5 \max (M_{0EF}, M_{0FG})= 6{,}37KN.m$

$M_G = 0{,}2M_{0FG} = 2{,}08$ KN.m

Moment en travée particulière :

CD:(Mt $_{max}$)

$$X=\frac{L}{2}+\frac{M_A-M_B}{Q_G.L}=\frac{3{,}50}{2}+\frac{5{,}09-5{,}09}{8{,}32.3{,}5}=1{,}75\,m$$

$$Mt_{max}(x)=Q_t.\left(\frac{L\ -x}{2}\right)-Ma\left(1-\frac{x}{L}\right)-Mb.\frac{x}{L}$$

$$Mt_{max}(x)=8{,}32\left(\frac{3{,}5-1{,}75}{2}\right)-5{,}09\left(1-\frac{1{,}75}{3{,}5}\right)-5{,}09.\frac{1{,}75}{3{,}5}=2{,}14\,KN.m$$

DE:(Mt $_{max}$)

$$X=\frac{L}{2}+\frac{M_A-M_B}{Q_G.L}=\frac{2{,}50}{2}+\frac{5{,}09-5{,}09}{8{,}32.2{,}5}=1{,}25\,m$$

$$Mt_{max}(x)=Q_t.\left(\frac{L\ -x}{2}\right)-Ma\left(1-\frac{x}{L}\right)-Mb.\frac{x}{L}$$

$$Mt_{max}(x)=8{,}32\left(\frac{2{,}5-1{,}25}{2}\right)-5{,}09\left(1-\frac{1{,}25}{2{,}5}\right)-5{,}09\left(\frac{1{,}25}{2{,}5}\right)=0{,}10KN.m$$

EF:(Mt $_{max}$)

$$X=\frac{L}{2}+\frac{M_A-M_B}{Q_G.L}=\frac{3{,}50}{2}+\frac{5{,}09-6{,}37}{8{,}32.3{,}5}=1{,}70\,m$$

$$Mt_{max}(x)=Q_t.\left(\frac{L\ -x}{2}\right)-Ma\left(1-\frac{x}{L}\right)-Mb.\frac{x}{L}$$

$$Mt_{max}(x)=8{,}32\left(\frac{3{,}5-1{,}70}{2}\right)-5{,}09\left(1-\frac{1{,}70}{3{,}5}\right)-6{,}37.\frac{1{,}70}{3{,}5}=1{,}78\,KN.m$$

Calcul des moments dans les autres travées (AB,BC,CD):

On utilise la méthode forfaitaire:

Sollicitation à l'E.L.U :

- q_u = (1,35G+1 ,5Q).0, 65 = 8,32 KN/ml
- α = Q/(G+Q) = 4/(5,04+4) = 0,44
- (1+0,3α) = 1,13
- (1,2+0,3 α)/2 = 0,67 (travée de rive).
- (1+0,3 α)/2 = 0,57 (travée intermédiaire).

Travée de rive : $Mt \geq \begin{cases} \text{Max } [1{,}05M_0 ;(1+0{,}3\alpha) M_0]-[(Mw+Me)/2]. \\ [(1{,}2+0{,}3\alpha)/2].M_0 \end{cases}$

Travée intermédiaire : $Mt \geq \begin{cases} \text{Max } [1{,}05M_0 ;(1+0{,}3\alpha) M_0]-[(Mw+Me)/2]. \\ [(1+0{,}3\alpha)/2].M_0 \end{cases}$

Moment isostatique :

$M_{0AB} = Q_t.L^2/8$ = 8,32(3,00)²/8 = 9,36 KN.m

$M_{0BC} = Q_t.L^2/8$ = 8,32(3,50)²/8 = 12,74 KN.m

$M_{0CD} = Q_t.L^2/8$ = 8,32(3,50)²/8 = 12,74 KN.m

Moments sur appuis:

M_A= 0,2M_{0AB} = 1,87 KN.m

M_B = 0,5max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 6,37 KN.m

M_C = 0,4max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 5,09 KN.m

M_D = 0,4 max (M_{0CD}, M_{0DE})= 5,09 KN.m

M_E = 0,4 max (M_{0DE}, M_{0EF})= 5,09 KN.m

M_F = 0,5 max (M_{0EF}, M_{0FG})= 6,37KN.m

M_G = 0,2M_{0FG} = 2,54 KN.m

Moments En travées :

Travée (A-B) $\begin{cases} M_T \geq 1{,}13.M_{01} - \dfrac{M_A + M_B}{2} = 6{,}47KN.m \\ M_T \geq 0{,}67.M_{01} = 6{,}27KN.m \end{cases} \Rightarrow M_T^{(AB)} = 6{,}47KN.m$

Travée (B-C) $\begin{cases} M_T \geq 1{,}13.M_{02} - \dfrac{M_B + M_C}{2} = 8{,}69KN.m \\ M_T \geq 0{,}57.M_{02} = 7{,}26KN.m \end{cases} \Rightarrow M_T^{(BC)} = 8{,}69KN.m$

Travée (F-G) $\begin{cases} M_T \geq 1{,}13.M_{03} - \dfrac{M_F + M_G}{2} = 10{,}62KN.m \\ M_T \geq 0{,}67.M_{03} = 8{,}53KN.m \end{cases} \Rightarrow M_T^{(FG)} = 10{,}62KN.m$

Efforts tranchants :

Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée étant calculées selon la formule suivant :

$$\begin{cases} \mathrm{Tw} = \dfrac{\mathrm{M_i} - \mathrm{M_{i+1}}}{\mathrm{Li}} + \mathrm{q_u}\dfrac{\mathrm{Li}}{2} \\ \mathrm{Te} = \dfrac{\mathrm{M_i} - \mathrm{M_{i+1}}}{\mathrm{Li}} - \mathrm{q_u}\dfrac{\mathrm{Li}}{2} \end{cases} \qquad \text{Avec : } \begin{cases} \text{Tw : effort tranchant a droit} \\ \text{Te : effort tranchant a gauche} \end{cases}$$

Travée (A-B) $\begin{cases} T_A = \dfrac{1{,}87 - 6{,}37}{3{,}00} + 8{,}32\dfrac{3{,}00}{2} = 10{,}98KN \\ T_B = \dfrac{1{,}87 - 6{,}37}{3{,}00} - 8{,}32\dfrac{3{,}00}{2} = -13{,}98KN \end{cases}$

Travée (B-C) $\begin{cases} T_B = \dfrac{6{,}37 - 5{,}09}{3{,}50} + 8{,}32\dfrac{3{,}50}{2} = 14{,}92KN \\ T_C = \dfrac{6{,}37 - 5{,}09}{3{,}50} - 8{,}32\dfrac{3{,}50}{2} = -14{,}20KN \end{cases}$

Travée (C-D) $\begin{cases} T_{C\min} = \dfrac{5{,}09 - 4{,}16}{3{,}50} + 6{,}80\dfrac{3{,}50}{2} = 12{,}16KN \\ T_{C\max} = \dfrac{5{,}09 - 5{,}09}{3{,}50} + 8{,}32\dfrac{3{,}50}{2} = 14{,}56KN \\ T_{D\min} = \dfrac{5{,}09 - 4{,}16}{3{,}50} - 6{,}80\dfrac{3{,}50}{2} = -11{,}64KN \\ T_{D\max} = \dfrac{5{,}09 - 5{,}09}{3{,}50} - 8{,}32\dfrac{3{,}50}{2} = -14{,}56KN \end{cases}$

Travée (D-E)
$$\begin{cases} T_{D\min} = \dfrac{4{,}16-4{,}16}{2{,}50} + 6{,}80\,\dfrac{2{,}50}{2} = 08{,}50KN \\ T_{D\max} = \dfrac{5{,}09-5{,}09}{2{,}50} + 8{,}32\,\dfrac{2{,}50}{2} = 10{,}40KN \\ T_{E\min} = \dfrac{4{,}16-4{,}16}{2{,}5} - 6{,}80\,\dfrac{2{,}5}{2} = -08{,}50KN \\ T_{E\max} = \dfrac{5{,}09-5{,}09}{2{,}50} - 8{,}32\,\dfrac{2{,}5}{2} = -10{,}41KN \end{cases}$$

Travée (E-F)
$$\begin{cases} T_{E\min} = \dfrac{4{,}16-6{,}37}{3{,}5} + 6{,}80\,\dfrac{3{,}5}{2} = 11{,}27KN \\ T_{E\max} = \dfrac{5{,}09-6{,}37}{3{,}5} + 8{,}32\,\dfrac{3{,}5}{2} = 14{,}19KN \\ T_{F\min} = \dfrac{4{,}16-6{,}37}{3{,}5} - 6{,}80\,\dfrac{3{,}5}{2} = -12{,}53KN \\ T_{F\max} = \dfrac{5{,}09-6{,}37}{3{,}5} - 8{,}32\,\dfrac{3{,}5}{2} = -14{,}92KN \end{cases}$$

Travée (F-G)
$$\begin{cases} T_{F} = \dfrac{6{,}37-2{,}54}{3{,}5} + 8{,}32\,\dfrac{3{,}5}{2} = 15{,}65KN \\ T_{G} = \dfrac{6{,}37-2{,}54}{3{,}5} - 8{,}32\,\dfrac{3{,}5}{2} = -13{,}47KN \end{cases}$$

Diagramme des moments fléchissant M [KN.m]:

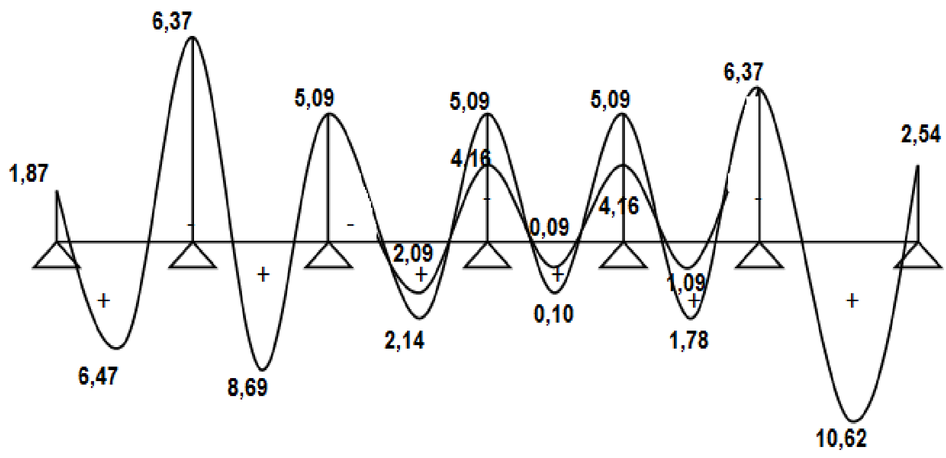
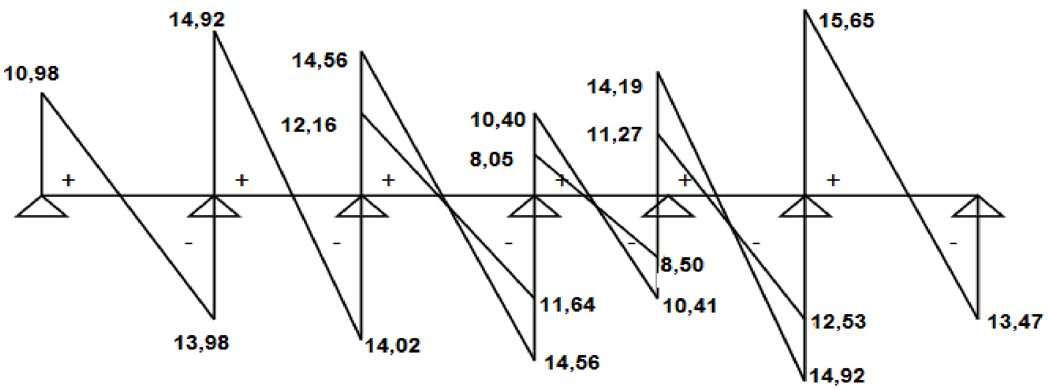


Diagramme des efforts tranchants T[KN.m] :

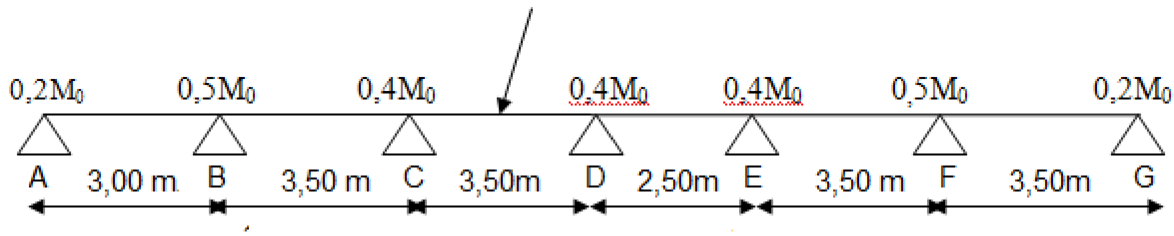


Plancher RDC ,1 er et 2 éme étage:

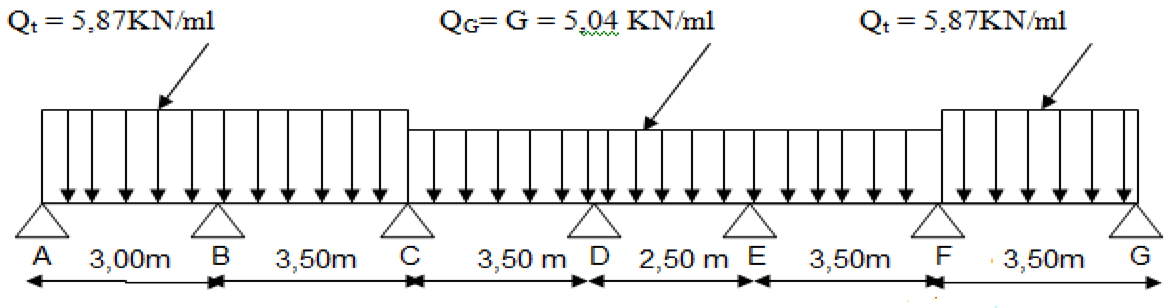
Le calcul se fait à **l'E.L.S**

Exemple de calcul:

Type1 :



❖ **Calcul du moment minimal :**



Moments isostatiques:

$M_{0AB} = Q_G.L^2/8 = 5{,}87(3{,}00)^2/8 = 6{,}60$ KN.m

$M_{0BC} = Q_t.L^2/8 = 5{,}87\ (3{,}50)^2/8 = 8{,}98$ KN.m

$M_{0CD} = Q_t.L^2/8 = 5{,}04\ (3{,}50)^2/8 = 7{,}71$ KN.m

$M_{0DE} = Q_t.L^2/8 = 5{,}04\ (2{,}50)^2/8 = 3{,}93$ KN.m

$M_{0EF} = Q_t.L^2/8 = 5,04\ (3,50)^2/8 = 7,71$ KN.m

$M_{0FG} = Q_t.L^2/8 = 5,87(3,50)^2/8 = 8,98$ KN.m

Moments sur appuis:

$M_A = 0,2M_{0AB} = 1,32$ KN.m

$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 4,49$KN.m

$M_C = 0,4 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 3,59$KN.m

$M_D = 0,4 \max (M_{0CD}, M_{0DE})= 3,08$KN.m

$M_E = 0,4 \max (M_{0DE}, M_{0EF})= 3,08$KN.m

$M_F = 0,5 \max (M_{0EF}, M_{0FG})= 4,49$KN.m

$M_G = 0,2M_{0FG} = 1,79$KN.m

Moment en travée particulière :

CD:(Mt $_{min}$)

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_A - M_B}{Q_G.L} = \frac{3,50}{2} + \frac{3,59 - 3,08}{5,04.3,5} = 1,77\,\mathrm{m}$$

$$Mt_{min}(x) = Q_t.\left(\frac{L\ \ - x}{2}\right) - Ma\left(1 - \frac{x}{L}\right) - Mb.\frac{x}{L}$$

$$Mt_{min}(x) = 5,04.\left(\frac{3,5 - 1,77}{2}\right) - 3,59\left(1 - \frac{1,77}{3,5}\right) - 3,08.\frac{1,77}{3,5} = 1,04\,\mathrm{KN.m}$$

DE:(Mt $_{min}$)

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_A - M_B}{Q_G.L} = \frac{2,50}{2} + \frac{3,08 - 3,08}{5,04.2,5} = 1,25\,\mathrm{m}$$

$$Mt_{min}(x) = Q_t.\left(\frac{L\ \ - x}{2}\right) - Ma\left(1 - \frac{x}{L}\right) - Mb.\frac{x}{L}$$

$$Mt_{min}(x) = 5,04.\left(\frac{2,5 - 1,25}{2}\right) - 3,08\left(1 - \frac{1,25}{2,5}\right) - 3,08.\left(\frac{1,25}{2,5}\right) = 0,07\,KN.m$$

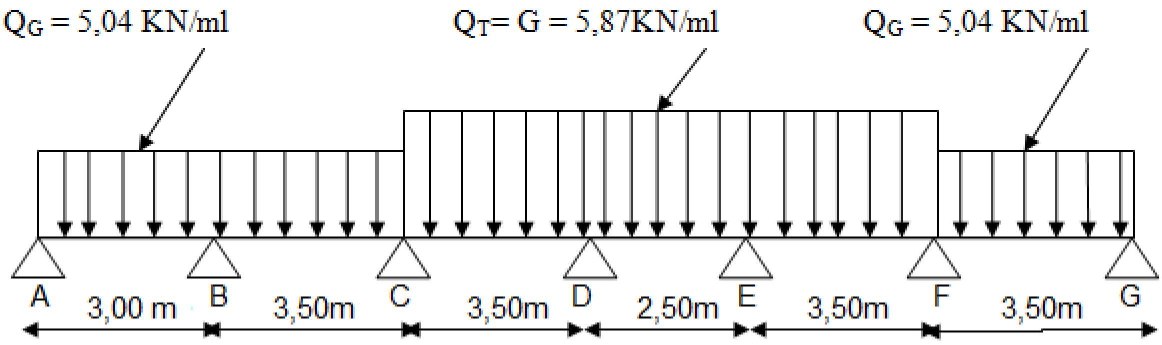
EF:(Mt $_{min}$)

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_A - M_B}{Q_G.L} = \frac{3,50}{2} + \frac{3,08 - 4,49}{5,04.3,5} = 1,67\,\mathrm{m}$$

$$Mt_{min}(x) = Q_t.\left(\frac{L-x}{2}\right) - Ma\left(1-\frac{x}{L}\right) - Mb.\frac{x}{L}$$

$$Mt_{min}(x) = 5{,}04\left(\frac{3{,}5-1{,}67}{2}\right) - 3{,}08\left(1-\frac{1{,}67}{3{,}5}\right) - 4{,}49.\frac{1{,}67}{3{,}5} = 0{,}86KN.m$$

Calcul du moment maximal :



Moments isostatiques:

$M_{0AB} = Q_G.L^2/8 = 5{,}04(3{,}00)^2/8 = 5{,}67KN.m$

$M_{0BC} = Q_t.L^2/8 = 5{,}04\ (3{,}50)^2/8 = 7{,}71\ KN.m$

$M_{0CD} = Q_t.L^2/8 = 5{,}87(3{,}50)^2/8 = 8{,}98\ KN.m$

$M_{0DE} = Q_t.L^2/8 = 5{,}87(2{,}50)^2/8 = 4{,}58\ KN.m$

$M_{0EF} = Q_t.L^2/8 = 5{,}87\ (3{,}50)^2/8 = 8{,}98KN.m$

$M_{0FG} = Q_t.L^2/8 = 5{,}04(3{,}50)^2/8 = 7{,}71\ KN.m$

Moments sur appuis:

$M_A = 0{,}2M_{0AB} = 1{,}13KN.m$

$M_B = 0{,}5\ max\ (M_{0AB}, M_{0BC}) = 3{,}85\ KN.m$

$M_C = 0{,}4\ max\ (M_{0BC}, M_{0CD}) = 3{,}59\ KN.m$

$M_D = 0{,}4\ max\ (M_{0CD}, M_{0DE}) = 3{,}59\ KN.m$

$M_E = 0{,}4\ max\ (M_{0DE}, M_{0EF}) = 3{,}59\ KN.m$

$M_F = 0{,}5\ max\ (M_{0EF}, M_{0FG}) = 4{,}49KN.m$

$M_G = 0{,}2M_{0FG} = 1{,}54KN.m$

Moment en travée particulière :

CD:(Mt_{max})

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_A - M_B}{Q_G.L} = \frac{3{,}50}{2} + \frac{3{,}59-3{,}59}{5{,}87.3{,}5} = 1{,}75m$$

$$Mt_{max}(x) = Q_t.\left(\frac{L\ -x}{2}\right) - Ma\left(1 - \frac{x}{L}\right) - Mb.\frac{x}{L}$$

$$Mt_{max}(x) = 5,87\left(\frac{3,5-1,75}{2}\right) - 3,59\left(1 - \frac{1,75}{3,5}\right) - 3,59.\frac{1,75}{3,5} = 1,55\,KN.m$$

DE:(Mt $_{max}$)

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_A - M_B}{Q_G.L} = \frac{2,50}{2} + \frac{3,59-3,59}{5,87.2,5} = 1,25\,m$$

$$Mt_{max}(x) = Q_t.\left(\frac{L\ -x}{2}\right) - Ma\left(1 - \frac{x}{L}\right) - Mb.\frac{x}{L}$$

$$Mt_{max}(x) = 5,87\left(\frac{2,5-1,25}{2}\right) - 3,59\left(1 - \frac{1,25}{2,5}\right) - 3,59\left(\frac{1,25}{2,5}\right) = 0,08\,KN.m$$

EF:(Mt $_{max}$)

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_A - M_B}{Q_G.L} = \frac{3,50}{2} + \frac{3,59-4,49}{5,87.3,5} = 1,70\,m$$

$$Mt_{max}(x) = Q_t.\left(\frac{L\ -x}{2}\right) - Ma\left(1 - \frac{x}{L}\right) - Mb.\frac{x}{L}$$

$$Mt_{max}(x) = 5,87\left(\frac{3,5-1,70}{2}\right) - 3,59\left(1 - \frac{1,70}{3,5}\right) - 4,49.\frac{1,70}{3,5} = 1,26\,KN.m$$

Calcul des moments dans les autres travées (AB,BC,FG):

On utilise la méthode forfaitaire:

Sollicitation à l'E.L.S :

- q_u = (G+Q).0, 65 = 5,87 KN/ml
- α = Q/(G+Q) = 4/(5,04+4) = 0,44
- (1+0,3α) = 1,13
- (1,2+0,3 α)/2 = 0,67 (travée de rive).
- (1+0,3 α)/2 = 0,57 (travée intermédiaire).

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

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

Moment isostatique :

$M_{0AB} = Q_t.L^2/8 = 5{,}87(3{,}00)^2/8 = 6{,}60$ KN.m

$M_{0BC} = Q_t.L^2/8 = 5{,}87(3{,}50)^2/8 = 8{,}98$ KN.m

$M_{0CD} = Q_t.L^2/8 = 5{,}87(3{,}50)^2/8 = 8{,}98$ KN.m

Moments sur appuis:

$M_A = 0{,}2M_{0AB} = 1{,}32$KN.m

$M_B = 0{,}5\max(M_{0AB}, M_{0BC}) = 4{,}49$ KN.m

$M_C = 0{,}4\max(M_{0BC}, M_{0CD}) = 3{,}59$ KN.m

$M_D = 0{,}4 \max(M_{0CD}, M_{0DE}) = 3{,}59$ KN.m

$M_E = 0{,}4 \max(M_{0DE}, M_{0EF}) = 3{,}59$ KN.m

$M_F = 0{,}5 \max(M_{0EF}, M_{0FG}) = 4{,}49$KN.m

$M_G = 0{,}2M_{0FG} = 1{,}79$ KN.m

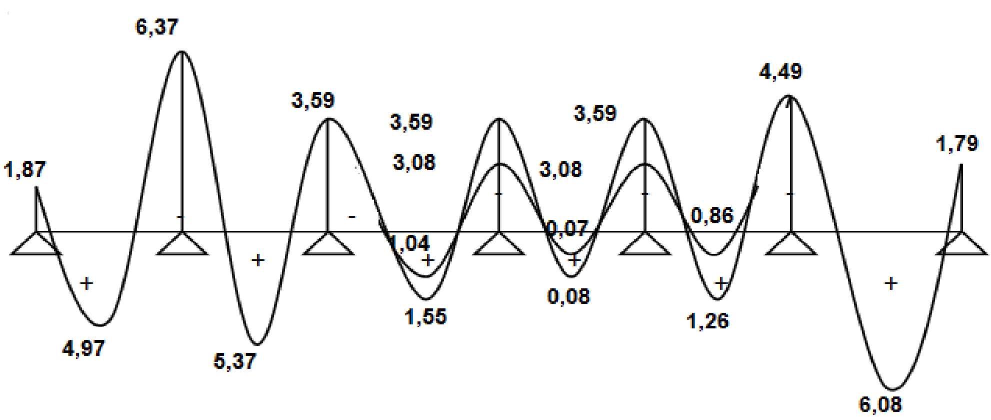
Moments En travées :

Travée (A-B) $\begin{Bmatrix} M_T \geq 1{,}13.M_{01} - \dfrac{M_A + M_B}{2} = 4{,}57KN.m \\ M_T \geq 0{,}67.M_{01} = 4{,}42KN.m \end{Bmatrix} \Rightarrow M_T^{(AB)} = 4{,}57KN.m$

Travée (B-C) $\begin{Bmatrix} M_T \geq 1{,}13.M_{02} - \dfrac{M_B + M_C}{2} = 5{,}37KN.m \\ M_T \geq 0{,}57.M_{02} = 5{,}11KN.m \end{Bmatrix} \Rightarrow M_T^{(BC)} = 5{,}37KN.m$

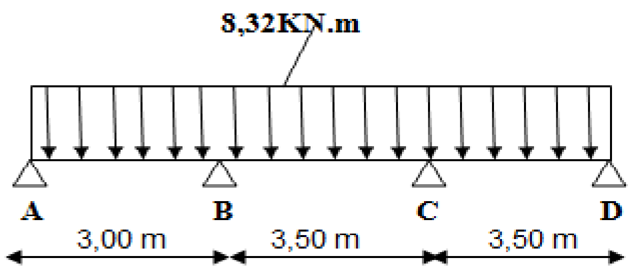
Travée (F-G) $\begin{Bmatrix} M_T \geq 1{,}13.M_{03} - \dfrac{M_F + M_G}{2} = 6{,}08KN.m \\ M_T \geq 0{,}67.M_{03} = 6{,}01KN.m \end{Bmatrix} \Rightarrow M_T^{(FG)} = 6{,}08KN.m$

Diagramme des moments fléchissant M [KN.m] :



Type (02) :

Le calcul se fait à **l'E.L.U :**



Moments fléchissant (isostatiques) :

$M_{0AB} = Q_t.L^2/8 = 8,32(3,00)^2/8 = 9,36$KN.m

$M_{0BC} = Q_t.L^2/8 = 8,32(3,50)^2/8 = 12,74$ KN.m

$M_{0CD} = Q_t.L^2/8 = 8,32(3,50)^2/8 = 12,74$KN.m

Moments En appuis:

$M_A= 0,2M_{0AB} = 1,87$KN.m

$M_B = 0,5\max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 6,37$ KN.m

$M_C = 0,4\max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 6,37$ KN.m

$M_D = 0,4 \max (M_{0CD}, M_{0DE})= 2,54$ KN.m

Moments En travées :

Travée (A-B) $\left\{\begin{array}{l} M_T \geq 1{,}13 M_{01} - \dfrac{M_A + M_B}{2} = 6{,}47 KN.m \\ M_T \geq 0{,}67 M_{01} = 6{,}32 KN.m \end{array}\right\} \Rightarrow M_T^{(AB)} = 6{,}47 KN.m$

Travée (B-C) $\left\{\begin{array}{l} M_T \geq 1{,}13.M_{02} - \dfrac{M_B + M_C}{2} = 8{,}05 KN.m \\ M_T \geq 0{,}57.M_{02} = 7{,}21 KN.m \end{array}\right\} \Rightarrow M_T^{(BC)} = 8{,}05 KN.m$

Travée (C-D) $\left\{\begin{array}{l} M_T \geq 1{,}13.M_{03} - \dfrac{M_C + M_D}{2} = 9{,}96 KN.m \\ M_T \geq 0{,}67.M_{03} = 8{,}48 KN.m \end{array}\right\} \Rightarrow M_T^{(CD)} = 9{,}96 KN.m$

Efforts tranchants :

Travée (A-B) $\left\{\begin{array}{l} T_A = \dfrac{1{,}87 - 6{,}37}{3{,}00} + 8{,}32 \dfrac{3{,}00}{2} = 10{,}98 KN \\ T_B = \dfrac{1{,}87 - 6{,}37}{3{,}00} - 8{,}32 \dfrac{3{,}00}{2} = -13{,}98 KN \end{array}\right.$

Travée (B-C) $\left\{\begin{array}{l} T_B = \dfrac{6{,}37 - 6{,}37}{3{,}5} + 8{,}32 \dfrac{3{,}5}{2} = 14{,}56 KN \\ T_C = \dfrac{6{,}37 - 6{,}37}{3{,}5} - 8{,}32 \dfrac{3{,}5}{2} = -14{,}56 KN \end{array}\right.$

Travée (C-D) $\left\{\begin{array}{l} T_C = \dfrac{6{,}37 - 2{,}54}{3{,}5} + 8{,}32 \dfrac{3{,}5}{2} = 15{,}65 KN \\ T_D = \dfrac{6{,}37 - 2{,}54}{3{,}5} - 8{,}32 \dfrac{3{,}5}{2} = -13{,}46 KN \end{array}\right.$

Diagramme Des moments fléchissant M [KN.m] :

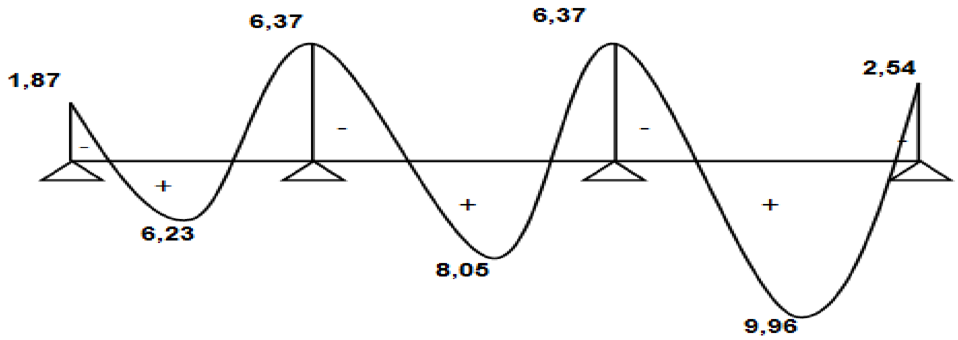
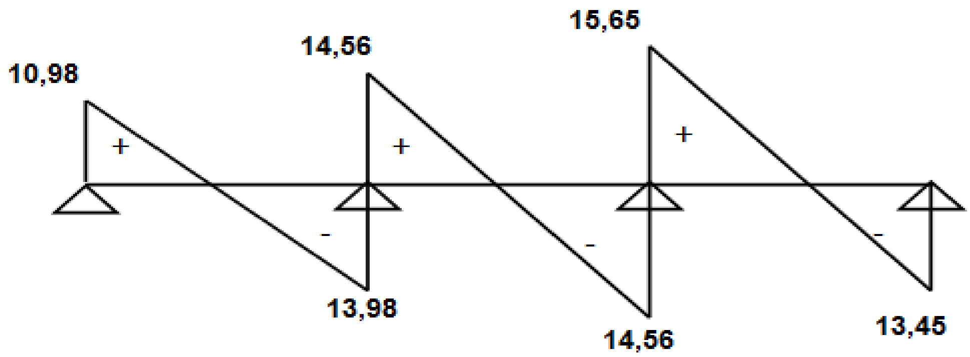
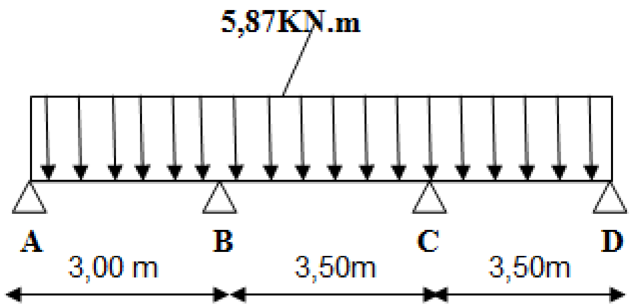


Diagramme des éfforts tranchants T [KN]:



Le calcul se fait à **l'E.L.S :**



Moments fléchissant (isostatiques) :

$M_{0AB} = Q_t.L^2/8 = 5{,}87(3{,}00)^2/8 = 6{,}60$KN.m

$M_{0BC} = Q_t.L^2/8 = 5{,}87(3{,}50)^2/8 = 8{,}98$ KN.m

$M_{0CD} = Q_t.L^2/8 = 5{,}87(3{,}50)^2/8 = 8{,}98$KN.m

Moments En appuis:

$M_A = 0{,}2M_{0AB} = 1{,}32$KN.m

$M_B = 0{,}5\max(M_{0AB}, M_{0BC}) = 4{,}49$ KN.m

$M_C = 0{,}4\max(M_{0BC}, M_{0CD}) = 4{,}49$ KN.m

$M_D = 0{,}4\max(M_{0CD}, M_{0DE}) = 1{,}79$ KN.m

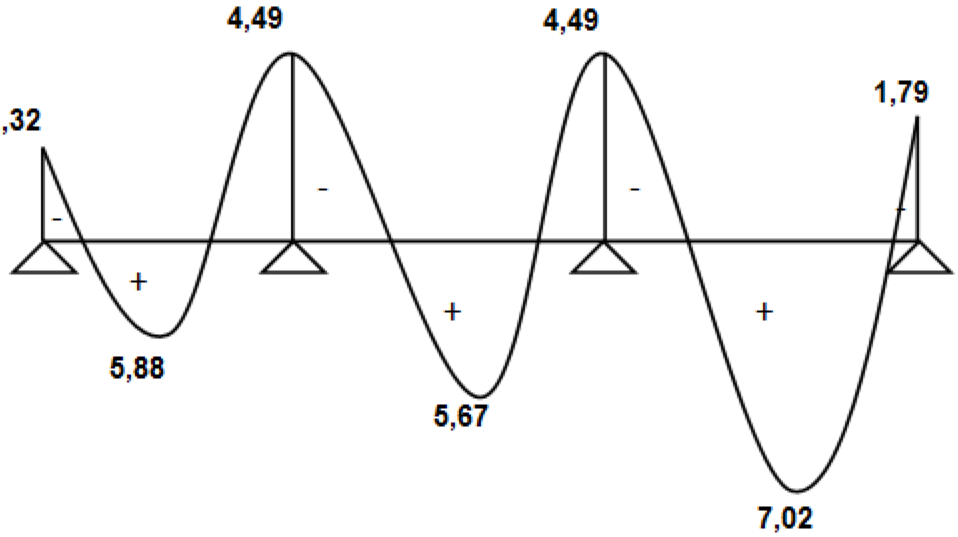
Moments En travées :

Travée (A-B) $$\left\{\begin{array}{l} M_T \geq 1{,}13M_{01} - \dfrac{M_A + M_B}{2} = 5{,}88KN.m \\ M_T \geq 0{,}67M_{01} = 4{,}39KN.m \end{array}\right\} \Rightarrow M_T^{(AB)} = 5{,}88KN.m$$

Travée (B-C) $\left\{\begin{array}{l} M_T \geq 1{,}13.M_{02} - \dfrac{M_B + M_C}{2} = 5{,}67KN.m \\ M_T \geq 0{,}57.M_{02} = 5{,}08KN.m \end{array}\right\} \Rightarrow M_T^{(BC)} = 5{,}67KN.m$

Travée (C-D) $\left\{\begin{array}{l} M_T \geq 1{,}13.M_{03} - \dfrac{M_C + M_D}{2} = 7{,}02KN.m \\ M_T \geq 0{,}67.M_{03} = 5{,}98KN.m \end{array}\right\} \Rightarrow M_T^{(CD)} = 7{,}02KN.m$

Diagramme des moments fléchissant M [KN.m] :



Pour le plancher étage courant les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles (E.L.U+E.L.S):

Type de poutrelle	Travée	L(m)		E.L.U					E.L.S		
				Mt	Mw	Me	Tw	Te	Mt	Mw	Me
01	A-B	3		6,47	1,87	6,37	10,98	13,98	4,57	1,32	4,49
	B-C	3,5		8,69	6,37	5,09	14,92	14,2	5,37	4,49	5,09
	C-D	3,5	Min	2,09	5,09	4,16	12,16	11,64	1,04	3,59	3,08
			Max	2,14	5,09	5,09	14,56	14,56	1,55	3,59	3,59
	D-E	2,5	Min	0,09	5,09	5,09	10,4	10,4	0,08	3,59	3,59
			Max	0,10	4,16	4,16	8,5	8,5	0,07	0,08	3,08
	E-F	3,5	Min	1,09	4,16	6,37	14,19	14,92	1,26	3,59	4,49
			Max	1,78	5,09	6,37	14,19	14,92	1,26	3,59	4,49
	F-G	3,5		10,62	6,37	2,54	15,65	13,47	6,08	6,37	1,79
02	A-B	3		6,23	1,88	6,37	10,98	13,98	5,88	1,32	4,49
	B-C	3,5		8,05	6,37	6,37	14,56	14,56	5,67	4,49	4,49
	C-D	3,5		9,96	6,37	2,54	15,65	13,46	7,02	4,49	4,49
03	A-B	2,5	Min	2,31	1,3	5,20	8,74	12,05	1,72	0,916	3,85
			Max	3,05	1,06	6,37	6,37	6,37	2,11	0,78	6,37
	B-C	3,5		8,05	6,37	6,37	6,37	14,05	5,67	4,49	4,49
	C-D	3,5		8,53	6,37	2,54	10,98	13,98	7,02	4,49	1,79
04	A-B	3		7,70	1,87	7,64	10,56	14,40	4,39	1,32	5,38
	B-C	3,5		11,87	7,64	2,54	16,01	13,10	6,57	5,38	1,79

Tableau III.1. récapitulatif des résultats obtenus

Sollicitations de calcul:

$$\text{E.L.U}\begin{cases} M_{\text{travée}} = 11{,}87 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui-rive}} = 2{,}54 \text{KN.m} \\ M_{\text{appui-inter}} = 7{,}64 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 16{,}01 \text{ KN} \end{cases} \qquad \text{E.L.S :}\begin{cases} M_{\text{travée}} = 7{,}65 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui-rive}} = 1{,}79 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui-inter}} = 6{,}37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III-4-4-Le ferraillage :

Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

En travée :

Moment équilibré par la table « Mt »

$Mt = b.h_0.F_{bc}(d - h_0/2)$

Avec :
- $d = 0{,}9h = 0{,}9x20 = 18$ cm
- $F_{bc} = 0{,}85Fc28/\gamma_b = 14{,}17$ Mpa
- $h_0 = 4$ cm
- $b = 65$ cm

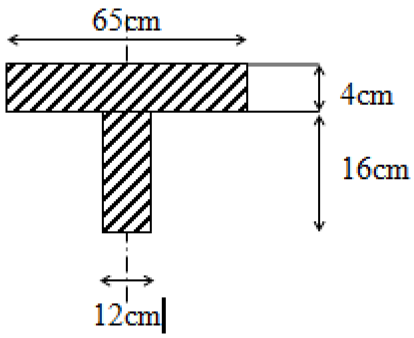


Figure III.3 .Section de calcul

$Mt = 65x4x14{,}17(18-4/2)x10^{-3}$ = **58,95 KN.m**

$M_{t\text{-}max} = 11{,}87$ KN.m < 58,95KN.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) = (65 x20) cm².

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc}.d^2.b} = \frac{11{,}87.10^3}{14{,}17.(18)^2.65} = 0{,}040 < 0{,}392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0{,}980$$

$$\sigma_S = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348MPa$$

$$As = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{11{,}87.10^3}{0{,}980.18.348} = 1{,}933cm^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{I}{0{,}81.h_t.V'}.\frac{f_{t28}}{fe}$$

$$Avec : I = b_0.\frac{h_t^3}{3} + (b - b_0).\frac{h_0}{3} - [b_0.h_t + (b - b_0).h_0].V^2$$

$$V = \frac{b_0.h^2 + (b - b_0).h_0^2}{2[b_0.h + (b - b_0).h_0]} \Rightarrow V = \frac{12.(20)^2 + (65-12).(4)^2}{2[12.20 + (65-12).4]} = 6{,}25cm$$

$$V' = ht - V = 20 - 6{,}25 \Rightarrow V' = 13{,}75 \ \ cm$$

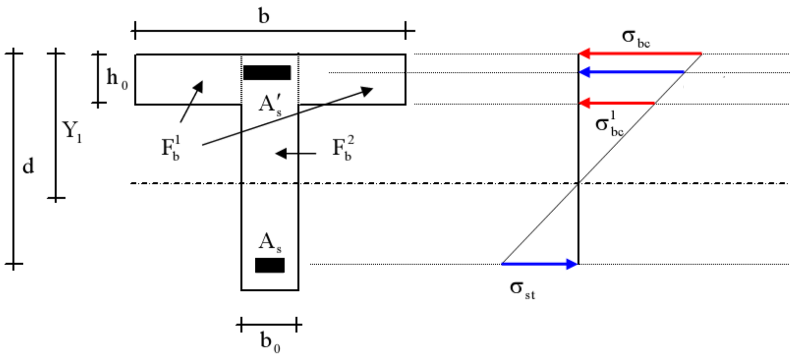


Figure III.4 : notation utilisées pour le calcul de section d'acier pour une poutre en T

$$I = 12.\frac{20^3}{3} + (65-12).\frac{4}{3} - [12\times20 + (65-12).4].(6,25)^2 = 14414,35\ cm^4$$

$$\Rightarrow A_{min} = \frac{14414,35}{0,81\times20\times13,75}.\frac{2,1}{400} = 0,339\ cm^2$$

Donc: As_{cal}=1,933cm² > A_{min}=0,339 cm²..............condition vérifiée.

Choix : on adopte: **3T10 = 2 ,35 cm²**

En appuis:

Puisque le béton tendu négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b_0 xh) = (12x20) cm²

$M_{appui-inter}$ = 7,64 KN.m

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc}.d^2.b_0} = \frac{7,64.10^3}{14,17.(18)^2.12} = 0,139 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,9245$$

$$\sigma_S = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

$$As = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{7,64.10^3}{0,9245\times18\times348} = 1,319\ cm^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{I}{0,81\times ht\times V}.\frac{f_{t28}}{fe} = \frac{15475,55}{0,81\times20\times6,25}.\frac{2,1}{400} = 0,339\ cm^2$$

Donc: As_{cal} = 1,319 cm² > A_{min} =0,339 cm² ....condition vérifiée.

Choix : on adopte: **2T10 (soit 1,57 cm²),** 1T10 fil + 1T10 chapeau.

M $_{\text{appui-de}}$ rive = 2,54 KN.m

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc}.d^2.b_0} = \frac{2{,}54.10^3}{14{,}17.(18)^2.12} = 0{,}046 < 0{,}392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0{,}976$$

$$\sigma_S = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348MPa$$

$$As = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{2{,}54.10^3}{0{,}976 \times 18 \times 348} = 0{,}415\,cm^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{I}{0{,}81 \times ht \times V}.\frac{f_{t28}}{fe} = \frac{15475{,}55}{0{,}81 \times 20 \times 6{,}25}.\frac{2{,}1}{400} = 0{,}339\ cm^2$$

Donc: As $_{cal}$ = 0,415cm² > A_{min} =0,339 cm² ....condition vérifiée.

Choix : on adopte: **2T10 (soit 1,57 cm²),** 1T10 fil + 1T10 chapeau.

III-4-5-Vérification des contraintes à L'ELS :

Position de l'axe neutre :

Soit«y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

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

b=65cm ; η = 15 ; A'= 0 , A= 2,35cm^2.

32,5.y^2 + 35,25y – 634,5= 0 $\Rightarrow$ y = 3,90 cm

y = 3,90cm < 4cm

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

Le moment d'inertie:

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

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3}(3{,}90)^3 + 15 \times 2{,}36.(18 - 3{,}90)^2 = 7337{,}50 cm^4.$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G}.y = \frac{7,65.10^3}{7337,60}.3,90 = 4,06\ MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa.$$

$$\sigma_{bc} = 4,06\ MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa............condition\quad vérifiée.$$

La vérification de Contrainte maximale dans l'acier tendu $\sigma_{st.}$ n'est pas nécessaire puisque la fissuration est peu préjudiciable.

Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal T_{max}=16,01KN.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{16,01.10^{-3}}{120 \times 180} = 0,74 MPa$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\overline{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} / \gamma_b ; 5MPa) = 3,25 MPa.$$

$$\tau_u = 0,74 MPa < \overline{\tau}_u = 3,25 MPa .... .condition\quad vérifieé$$

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

Armatures transversales At (armatures de l’âme):

Diamètre:

$$\Phi_t \leq \min(h/35 ; b_0/10 ; \Phi_L) \quad en\ "mm"$$

$$\Phi_t \leq \min(200/35 ; 120/10 ; 10) = 5,71 \approx 6mm.$$

$$on\ adopte: \quad \Phi_t = 8mm.$$

Espacement :

$$\left.\begin{array}{l} St \leq \min(0,9d\ ;\ 40cm) \\ St \leq \min(16,2\ ;\ 40cm) \end{array}\right\} \Longrightarrow St \leq 16,20cm \Longrightarrow St = 15\ cm$$

D'après le RPA 99 (version 2003) :

En zone nodale : St $\leq$ min (10 Φ_1 ; 15cm) $\Rightarrow$ St $\leq$ min (10x1,0 ; 15cm) =10cm

$\Rightarrow$ **St =10 cm**

En zone courante: (St $\leq$ 15 Φ_1) $\Rightarrow$(St $\leq$ (15x 1,0)) $\Rightarrow$ (St$\leq$ 15 cm) $\Rightarrow$ (St= 15 cm)

Section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b_0.st}.\frac{fe}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0,3k.f_{tj}^{*}}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)}............(*)$$

K =1 (fissuration non préjudiciable)

f_{tj}^{*} = min (2,1; 3,3 Mpa) = 2,1 Mpa

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

fe = 235 Mpa ; γ_s =1,15

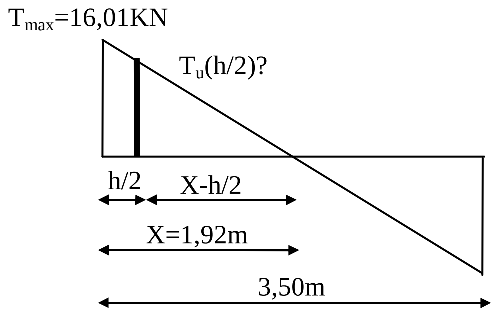
D'où : $\tau_u(h/2) = \dfrac{T_u(h/2)}{b_0.d}$

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

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X-(h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{max}.[X-(h/2)]}{X}$$

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

$$X = 1{,}92\,m$$



h/2 = 0,20/2 = 0,10m

X - (h/2)=1,92 - 0,10 = 1,82m

Donc: $T_u(h/2)$ =16,01x1,82/1,92 =15,17 KN

T_u(h/2)= 15,17 KN

D'où: $\tau_u(h/2) = (15{,}17.10^3)/(120.180) = 0{,}72$ MPa

τ_u (h/2)= 0,72 MPa

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{s_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0{,}72 - 0{,}3\times1\times2{,}1).12\times1{,}15}{0{,}9\times1\times235/1{,}15} = 3{,}45\times10^{-3}\,cm.........(1)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At\times fe}{b_0\times s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u(h/2)}{2};\ 0{,}4\ \text{Mpa}\right)$$

$$\frac{At\times fe}{b\times s_t} \geq \max\left(\frac{0{,}72}{2};\ 0{,}4\ Mpa\right) = 0{,}4\ Mpa$$

$$\left(\frac{At}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0{,}4\times b_0}{fe} = \frac{0{,}4\times12}{235} = 0{,}012\,cm............(2)$$

En prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\dfrac{At}{S_t}\right) \geq 0{,}012\,cm$,

Pour S_t =15 cm $\Rightarrow$ At $\geq$ 0,0122x10= 0,122 cm²

<u>-Zone nodale :</u>

St $\leq$ min (10Φ_L,; 15cm)

St $\leq$ 10cm

-Zone courante:

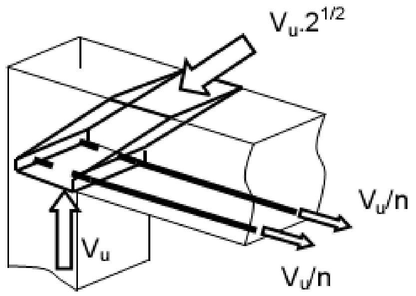
St ≤15cm

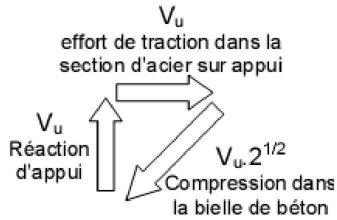
St =15 cm

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

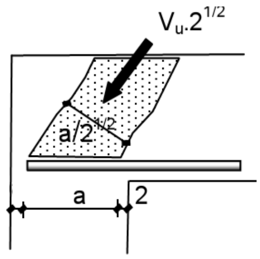
On prend: **2ϕ8 = 1 cm²/ml** avec un espacement : $\mathbf{S_t = 10\ cm}$

Justifications aux appuis (appui simple d'about) :





Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :



T_u = 16,01 KN

M $_{appui}$ = 7,64 KN.m

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{7,64}{0,9.18.10^{-2}} = 47,16KN > T_u = 16,01KN$$

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

Compression de la bille d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est:

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

D'où $\bar{\sigma}_b = \dfrac{2T}{ab_0}$

a: la longueur d'appuis de la biellette

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

Mais pour tenir compte du faite que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45^0 donc on doit vérifiée que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a.b_0} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8.b_0.f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2.16,01.1,5}{0,8.12.25.10} = 0,020m \quad = 2,00\,\text{cm}$$

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

a' : largeur d'appui

a' = c-ć -2cm

c' =2cm (enrobage)

c : la largeur de l'appui (poteau) = 30cm

a' = 30-2-2= 26cm

a = min (26cm; 16,2cm) = 16,20 > 2,00cm………………condition vérifiée.

Entraînement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

τu_{ser}=T/0,9d.μ.n $\leq \overline{\tau u}_{ser}$ = ψs. ft_{28}

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

T: effort tranchant max T=16,01 KN

n : nombre d'armatures longitudinales tendues n = 3

μ : périmètre d'armature tendue $\mu = \pi\phi$ = 3,14 x1,0 = 3,14 cm

τu_{ser} = 16,01 x10^3/0,9x18x3,14x3x10^2 = 1,04 Mpa

$\overline{\tau u}_{ser}$ =1,5 x 2,1 = 3,15Mpa

τu_{ser} = 1,04 Mpa $\leq \overline{\tau u}_{ser}$ = 3,15 Mpa……………condition vérifiée

Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit "$\mathbf{L_s}$" est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre Ø pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_{ser}.

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

$\tau_s = 0,6\ \psi_s^2.f_{t28} = 0,6\ (1,5)^2.2,1 = 2,84$ MPa.

La longueur de scellement droit L_s = Ø f_e /4τ_s.

Ø : Diamètre d'une barre égale 10 mm = 1,0cm

L_s = 1,0 x 400 /4 x 2,84 = 35,27cm.

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre b = 30cm

Donc nous somme obligés de prévoir des ancrages courbes de telle sorte que

r = 5,5 Ø = 5,5x1,0 = 5,5 cm.

Vérification de la flèche :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}\right) \Rightarrow \left(\frac{20}{350} = 0,057 > 0,044\right) \text{.........................} \textit{condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15.M_{0ser}}\right) \Rightarrow \left(\frac{20}{350} = 0,057 > \frac{7,65}{15 \times 12,74} = 0,040\right) \text{.......} \textit{condition vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e}\right) \Rightarrow \left(\frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01 < \frac{3,6}{400} = 0,009\right) \text{...............} \textit{condition non vérifiée} \end{cases}$$

Puisque la dernière condition ne sont pas satisfaites ; donc on passe au calcul de la flèche.

On va calculer:

$$F_i = \frac{Mi.L^2}{10Ei.If_I} \quad ; F_v = \frac{Mv.L^2}{10Ev.If_V}$$

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

F_v: flèche due aux charges de longue durée d'application

Avec: $E_i = 11000(fc_{28})^{1/3} = 32164,2$ MPa

$E_v = 3700(fc_{28})^{1/3} = 10818,86$ MPa

$$\mathrm{If_i} = \frac{1,1.\mathrm{I_0}}{1+\lambda_i.\mu_i} \quad ; \quad \mathrm{If_v} = \frac{1,1.\mathrm{I_0}}{1+\lambda_v.\mu_g}$$

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

If_i : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

If_v : Moment d'inertie fictif pour les déformations de longue duré

Détermination du moment d'inertie:

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

$$I_g = \frac{65x(12,56)^3}{3} - \frac{(65-12)(12,56-4)^3}{3} + \frac{12(20-12,56)^3}{3} + 15x2,36(18-12,56)^2$$

$$I_g = 36975,25\ cm^4$$

Charges prises en comptes :

1-charge permanente avant mise du revêtement : **J = 1,85 KN/m.**

2-charge permanente après mise du revêtement : **G = 3,276KN/m.**

3-charge totale à l'E.L.S : P = (G+Q): **P = 5,87 KN/m**

Calcul des moments correspondants :

M_j =0,85.J.L²/8 = 2,40 KN.m

M_G =0,85.G.L²/8= 4,26 KN.m

M_p =0,85.P.L²/8= 7,64 KN.m

Calcul des contraintes: As = 2,35 cm^2 ; Z = 16,2 cm

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A_S.Z} = 63{,}04\ MPa$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_S.Z} = 111{,}93\ MPa$$

$$\sigma_{SP} = \frac{M_P}{A_S.Z} = 200{,}68\ MPa$$

Calcul des coefficients:

$f;\lambda_i;\lambda_v$

$$\rho = \frac{A_S}{b_0.d} = \frac{2{,}35}{12 \times 18} = 0{,}010$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05.f_{t28}}{(2+3.b_0/b).\rho} = 4{,}11.$$

$$\lambda_V = (2/5).\lambda_i = (2/5).4{,}11 = 1{,}64$$

Calcul des coefficients (μ_i) :

- **μ_i = 1-** $\dfrac{1{,}75.f_{t28}}{(4.\rho.\sigma_{si}) + f_{t28}}$

$* \mu_j = 0{,}20$

$* \mu_G = 0{,}44$

$* \mu_P = 0{,}63$

Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_{Fi} = \frac{1{,}1.I_0}{(1+\lambda_i.\mu_i)} ; I_0 = I_G = 36975{,}25\ cm^4.$$

$$I_{FJ} = 22323{,}14\, cm^4.$$

$$I_{FG} = 14482{,}54\, cm^4.$$

$$I_{FP} = 11331{,}67\, cm^4.$$

$$I_{FV} = 23624{,}96\, cm^4.$$

Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:

$$F_i = \frac{M_i L^2}{10 E_i . I_{FI}} \quad avec \quad E_i = 32164,20 \; MPa$$

$F_{ij} = 0,040\, cm.$

$F_{ig} = 0,11 cm.$

$F_{ip} = 0,25\, cm.$

$F_{vg} = 0,20\, cm.$

$F_{total} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}.$

F_{total} = 0,040- 0,11+0,25-0,20 =0,30 cm

F_{total} = 0,30cm

F_{adm} = L/500 = 365/500 =0,73 cm.

F_{adm} =0,70 cm

F_{total}=0,30 cm < **F_{adm} =0,70 cm** ……………………..condition vérifiée.

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

b-Plancher 3^{éme} j'usquau 8 ^{émé} étages :

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1- la charge d'exploitation $Q \le \max(2G, 5KN/m^2)$

$G = 5{,}04$ KN/m² ; $Q = 1{,}50$ KN/m²

$Q = 1{,}50$ KN/m² $< 2G = 10{,}08$ KN/m²............................condition vérifiée

2- le rapport entre les travées successives

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
Portée	3,00	3,50	3,50	2,50	3,50	3,50
Rapport		0,85		1,4		1

$0{,}8 \le Li/Li+1 \le 1{,}25$ ....…………………………….…condition non vérifiée

3- Poutrelle à d'inertie constante (I=cte)…………………......condition vérifiée

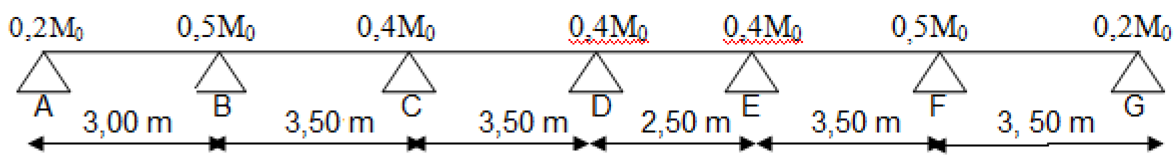
4- Fissuration peu préjudiciable (cas de plancher étage).

Le calcul se fait à **l'E.L.U :**

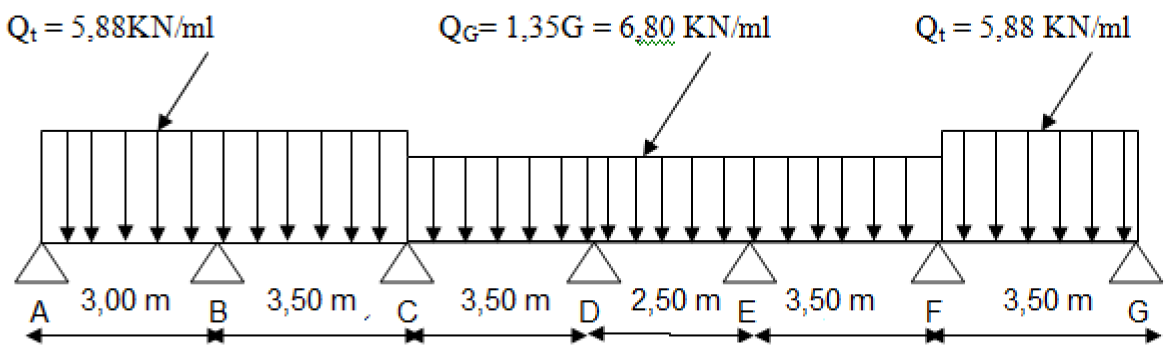
Exemple de calcul:

Type1 :

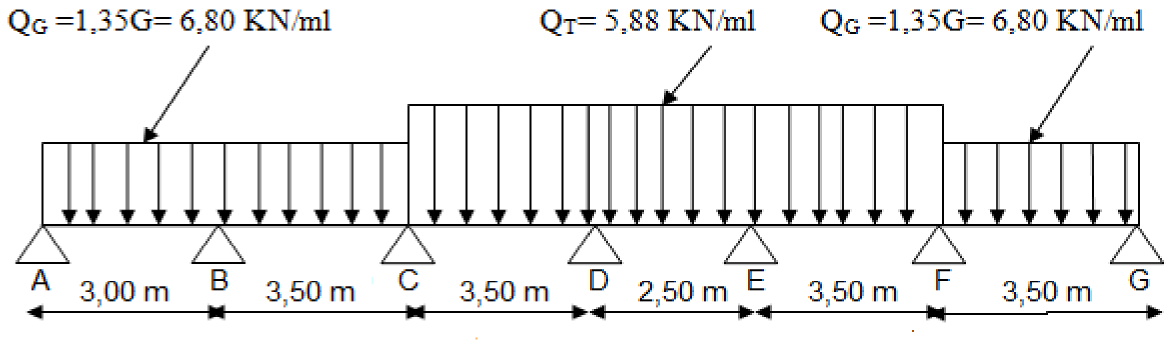
travée particulière



Calcul du moment minimal :



Calcul du moment maximal



Pour le plancher étage courant les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles (E.L.U+E.L.S):

Type de poutrelle	travée	L(m)		E.L.U					E.L.S		
				Mt	**Mw**	**Me**	**Tw**	**Te**	**Mt**	**Mw**	**Me**
01	A-B	3		4,16	1,32	4,5	7,76	9,88	3,01	0,96	3,25
	B-C	3,5		5,29	4,5	4,16	10,39	10,19	3,79	3,25	3,08
	C-D	3,5	Min	1,18	4,16	3,6	10,45	10,13	0,82	3,08	2,6
			Max	1,79	4,164	4,164	11,9	11,9	1,33	3,08	3,08
	D-E	2,5	Min	0,09	4,164	4,164	8,5	8,5	0,07	3,08	3,08
			Max	1,10	3,6	3,6	3,6	3,6	0,05	2,6	2,6
	E-F	3,5	Min	1,02	3,6	5,20	9,83	10,75	0,68	2,6	3,86
			Max	1,46	4,164	5,20	11,60	12,19	1,08	3,08	3,86
	F-G	3,5		6,12	5,20	1,8	11,26	9,32	4,37	3,86	1,3
02	A-B	3		4,196	1,32	4,5	7,76	9,87	3,03	0,95	3,25
	B-C	3,5		5,11	4,5	4,5	10,29	10,29	3,696	3,25	3,25
	C-D	3,5		6,46	4,5	1,8	11,06	9,51	4,12	3,25	1,3
03	A-B	2,5	Min	2	0,92	5,20	5,64	9,06	1,41	0,66	3,86
			Max	2,44	1,062	4,5	7,12	9,88	2,26	0,79	3,25
	B-C	3,5		5,12	5,20	4,5	10,29	10,29	3,7	3,25	3,25
	C-D	3,5		6,47	4,5	1,8	11,06	9,52	5,98	3,25	1,30
04	A-B	3		4,196	1,32	5,4	7,46	10,17	3,03	0,956	3,9
	B-C	3,5		6,018	5,4	1,8	11,31	9,26	4,34	3,9	1,3

Tableau III.2 :récapitulatif des résultats obtenus

Sollicitations de calcul:

E.L.U $\begin{cases} M_{travée} = 06{,}47 \text{ KN.m} \\ M_{appui\text{-}rive} = 12{,}19 \text{KN.m} \\ M_{appui\text{-}inter} = 1{,}8 \text{KN.m} \\ T_{max} = 05{,}40 \text{ KN} \end{cases}$

E.L.S : $\begin{cases} M_{travée} = 5{,}98 \text{KN.m} \\ M_{appui\text{-}rive} = 1{,}30 \text{ KN.m} \\ M_{appui\text{-}inter} = 3{,}90 \text{ KN.m} \end{cases}$

III-4-6-Le ferraillage :

/	M (KN.m)	μ	β	A min (cm^2)	A_{cal} (cm^2)	A_{ad}(cm^2)	$A_{r\ adoptée}$
ravée	6,47	0,021	0,989	0,339	1,044	3T10 =2,35cm^2 St=15cm	2ϕ8/ml =1cm^2 St=15cm
Appuis de rive	1,80	0,032	0,984	0,339	0,292	2T10 =1,57 cm^2 St=15cm	3ϕ8/ml =1,51cm^2 St=10cm
Appuis intermédiaire	5,4	0,098	0,909	0,339	1,319	2T10 =1,57 cm2 St=15cm	3ϕ8/ml =1,51cm2 St=10cm

Tableau III.3 :Résume le ferraillage

III-4-7-La vérification :

$\sigma bc \leq \overline{\sigma bc}$ 4,06 Mpa ≤15 Mpa condition vérifiée	$\tau u \leq \overline{\tau u}$ 0,47 Mpa <4,06 Mpa condition vérifiée	Φt =8 mm	$F_U > T_U$ 47,16KN>16,01KN condition vérifiée	$\tau u_{ser} \leq \overline{\tau u_{ser}}$ 1,04Mpa ≤ 3,15 Mpa condition vérifiée

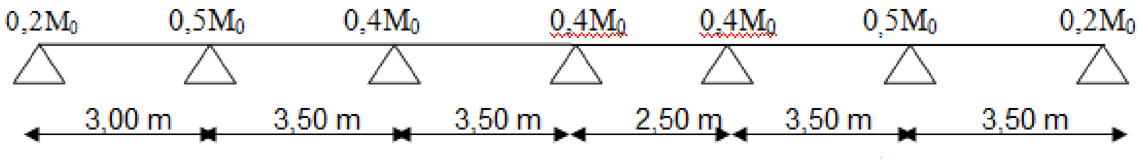
Tableau III.4 :Résume la vérification

c-La Terrasse :

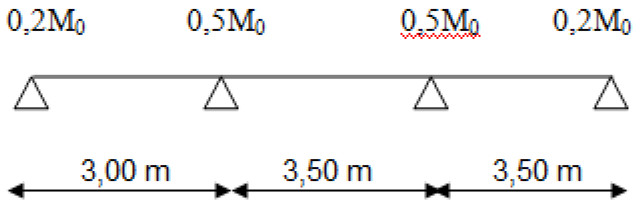
On a trois types de poutrelles dans la terrasse , on va utiliser la méthode de caquot minory .

Les types de potrelles :

TYPE 01 :



TYPE 02 :



TYPE 03 :

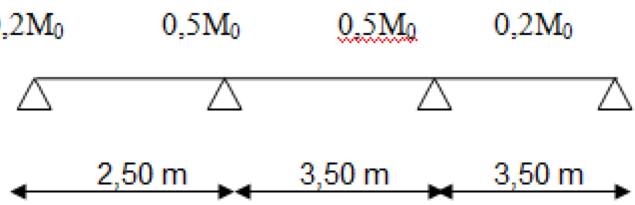
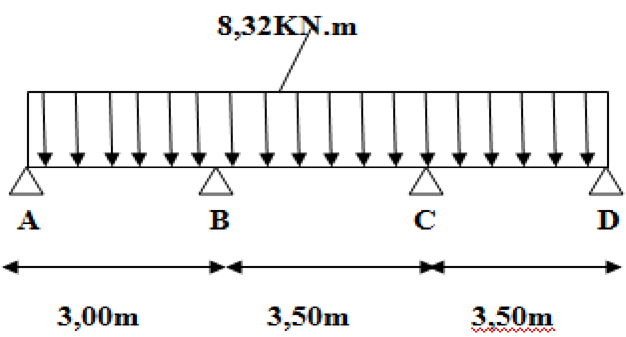


Figure III.5 :les types des poutrelles

Exemple de calcul:

Le calcul se fait à **l'E.L.U**



G=5,45 KN/m² Q=1 KN/m²

G’= 2/3G=2/3(5,45)=3,63 KN/m²

qu=1,35G’+1,5Q=1,35(3,63)+1,5(1)

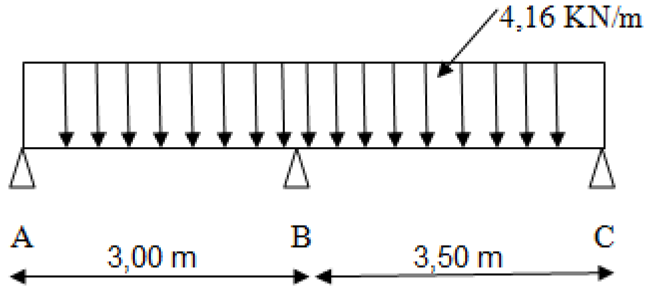
qu =6,40 KN/m²

qu= 6,40x0,65= 4,16 KN/m

Moments aux appuis:

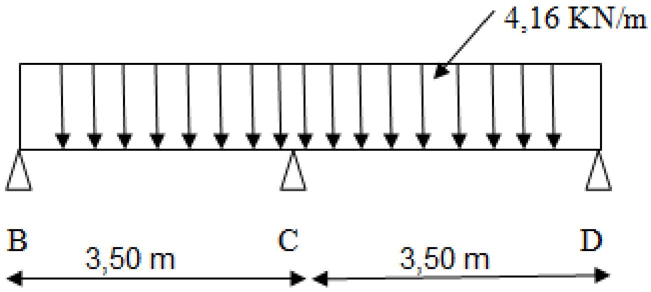
Rive : L’=L 3,00 m

Intermédiaire : L’= 0,8(L) =0,8(3,5)= 2,8 m



On suppose que : Ma =0

$$M_B = -\frac{q l w^3 + q l e^3}{8.5\times(lw+le)} = -\frac{4{,}16\,(3)^3 + 4{,}16\,(2{,}8)^3}{8{,}5(3+2{,}8)} = -0{,}42\,KN.m$$



Intermédiaire : L’= 0,8(L) =0,8(3,5)= 2,8 m

Rive : L’=L 3,50 m

On suppose que M_D=0

$$M_C = -\frac{q l w^3 + q l e^3}{8.5\times(lw+le)} = -\frac{4{,}16\,(2{,}8)^3 + 4{,}16\,(3{,}5)^3}{8{,}5(2{,}8+3{,}5)} = 1{,}63\,KN.m$$

Moments en travées :

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

$$M_{tAB} = \frac{4,16(3)^3}{8} - \frac{0-0,42}{2} + \frac{(0+0,42)^2}{2(4,16)3^2} = 4,89\ KN.m$$

$$M_{tBC} = \frac{4,16(3,5)^3}{8} - \frac{-0,42+1,63}{2} + \frac{(-0,42-1,63)^2}{2(4,16)3,5^2} = 5,81\ \mathrm{KN.m}$$

$$M_{tCD} = \frac{4,16(3,5)^3}{8} - \frac{1,63+0}{2} + \frac{(1,63-0)^2}{2(4,16)3,5^2} = 5,57\mathrm{KN.m}$$

<u>Moments aux appuis:</u>

M_A=0,2 $M_{tAB=}$0,2x4,89 =0,98 KN.m

M_B= -0,42 KN.m

M_A= 1,63 KN.m

M_D=0,2 $M_{tCD=}$ 0,2x5,57 =1,11 KN.m

<u>Effort tranchants :</u>

$$\begin{cases} Tw = \dfrac{M_i - M_{i+1}}{Li} + q_u \dfrac{Li}{2} \\ Te = \dfrac{M_i - M_{i+1}}{Li} - q_u \dfrac{Li}{2} \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \text{Tw : effort tranchant a droit} \\ \text{Te : effort tranchant a gauche} \end{cases}$$

Travée (A-B)

$$\begin{cases} TA = \dfrac{0+0,42}{3,00} + 4,16\dfrac{3,00}{2} = 06,38KN \\ TB = \dfrac{0+0,42}{3,00} - 4,16\dfrac{3,00}{2} = -06,10KN \end{cases}$$

Travée (B-C)

$$\begin{cases} TB = \dfrac{-0,42+1,63}{3,50} + 4,16\dfrac{3,50}{2} = 07,63KN \\ TC = \dfrac{-0,42+1,63}{3,50} - 4,16\dfrac{3,50}{2} = -06,93KN \end{cases}$$

Travée (C-D) $\begin{cases} TC = \dfrac{1,63+0}{3,50} + 4,16\dfrac{3,50}{2} = 07,75KN \\ TD = \dfrac{1,63+0}{3,50} - 4,16\dfrac{3,50}{2} = -06,81KN \end{cases}$

Diagramme de (M):

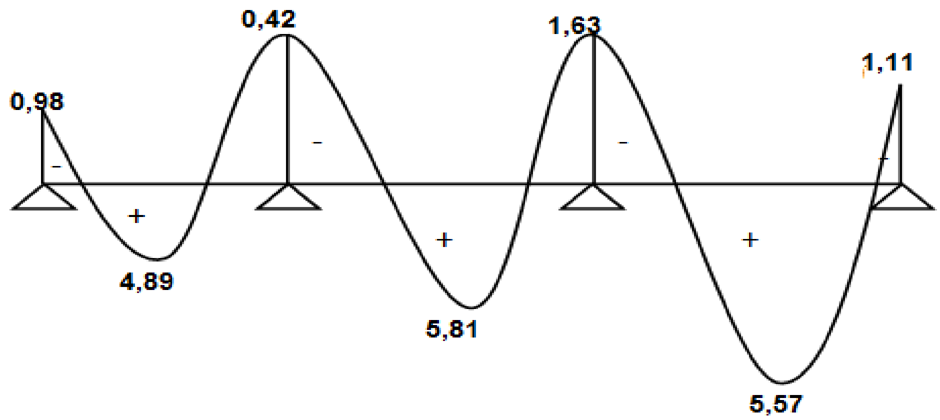
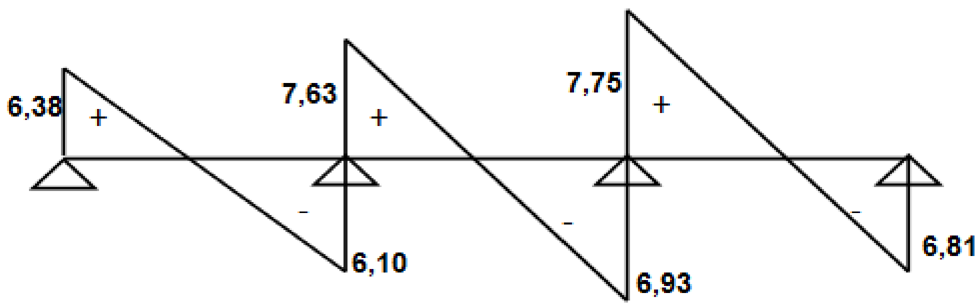


Diagramme de (T) :



Le calcul se fait à **l'E.L.S**

G=5,45 KN/m² Q=1 KN/m²

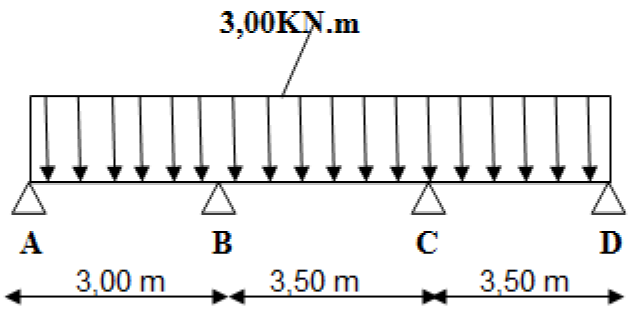
G'= 2/3G=2/3(5,45)=3,63 KN/m²

qu=G'+Q=3,63+1

qu =4,64 KN/m²

qu= 4,64x0,65= 3,00KN/m

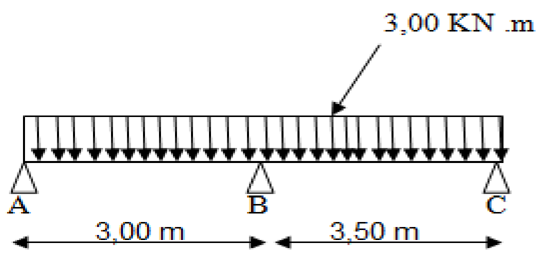
Exemple de calcul:



Moments aux appuis:

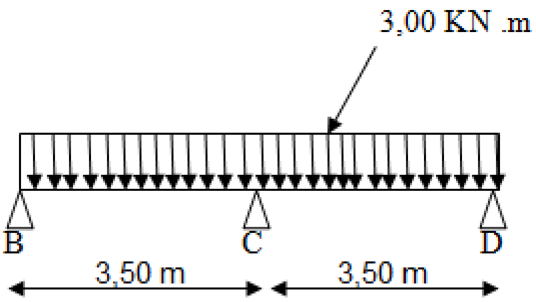
Rive : L'=L 3,00 m

Intermédiaire : L'= 0,8(L) =0,8(3,5)= 2,8 m



On suppose que : Ma =0

$$M_B = -\frac{ql_w^3 + ql_e^3}{8.5\times(l_w+l_e)} = -\frac{3(3)^3 + 3(2,8)^3}{8,5(2,8+3,5)} = -0,30\text{KN.m}$$



On suppose que M_D=0

$$M_C = -\frac{ql_w^3 + ql_e^3}{8.5\times(l_w+l_e)} = -\frac{3(2,8)^3 + 3(3,5)^3}{8,5(2,8+3,5)} = 1,17\text{KN.m}$$

Moments en travées :

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

$$M_{tAB} = \frac{3(3)^3}{8} - \frac{0-0,30}{2} + \frac{(0-0,30)^2}{2(3)3^2} = 3,53KN.m$$

$$M_{tBC} = \frac{3(3,50)^3}{8} - \frac{-0,30+1,17}{2} + \frac{(-0,30+1,17)^2}{2(3)3,5^2} = 4,16KN.m$$

$$M_{tCD} = \frac{3(3,50)^3}{8} - \frac{1,17+0}{2} + \frac{(1,17-0)^2}{2(3)3,5^2} = 4,02KN.m$$

Moments aux appuis:

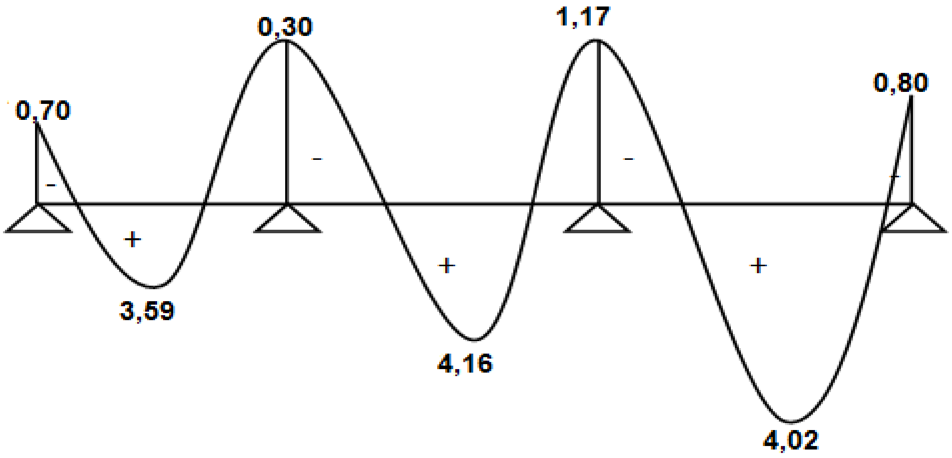
M_A=0,2 $M_{tAB=}$0,2x3,53 =0,70 KN.m

M_B= -0,30 KN.m

M_A= 1,17 KN.m

M_D=0,2 $M_{tCD=}$ 0,2x5,57 =0,80KN.m

Diagramme de (M):



Type de poutrelle	travée	L(m)	E.L.U					E.L.S		
			Mt	Mw	Me	Tw	Te	Mt	Mw	Me
01	A-B	3	2,97	0,59	0,58	4,97	-5,43	2,13	0,43	0,42
	B-C	3,5	5,27	0,58	1,63	6,98	-7,58	3,8	0,42	1,17
	C-D	3,5	5,58	1,63	1,12	7,74	-6,82	4,02	1,17	0,80
	D-E	2,5	4,89	0,98	-0,42	6,38	-6,1	3,53	0,70	-0,3
	E-F	3,5	5,81	-0,42	1,63	7,63	-6,93	4,16	-0,3	1,17
	F-G	3,5	5,57	1,63	1,12	7,75	-6,81	4,02	1,17	0,80
02	A-B	3	4,89	0,98	-0,42	6,38	-6,1	3,53	0,70	-0,3
	B-C	3,5	5,81	-0,42	1,63	7,63	-6,93	4,16	-0,30	1,17
	C-D	3,5	5,57	1,63	1,12	7,75	-6,81	4,02	1,17	0,80
03	A-B	2,5	2,97	0,59	0,58	4,97	-5,43	2,13	0,43	0,42
	B-C	3,5	5,27	0,58	1,63	6,98	-7,58	3,8	0,42	1,17
	C-D	3,5	5,58	1,63	1,12	7,74	-6,82	4,02	1,17	0,80

Tableau III.5 :récapitulatif des résultats obtenus

Sollicitations de calcul:

E.L.U $\begin{cases} M_{\text{travée}} = 07,10 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui-rive}} = 1,12 \text{KN.m} \\ M_{\text{appui-inter}} = 1,63 \text{KN.m} \\ T_{\text{max}} = 07,75 \text{ KN} \end{cases}$

E.L.S : $\begin{cases} M_{\text{travée}} = 5,11 \text{KN.m} \\ M_{\text{appui-rive}} = 0,80 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui-inter}} = 1,17 \text{KN.m} \end{cases}$

Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

En travée :

Moment équilibré par la table « Mt »

$Mt=b.h_0.F_{bc}(d-h_0/2)$

Avec : $\begin{cases} d=0{,}9h=0{,}9x20=18 \text{ cm} \\ F_{bc}=0{,}85Fc28/\gamma_b=14{,}17 \text{ Mpa} \\ h_0= 4 \text{ cm} \\ b= 65 \text{ cm} \end{cases}$

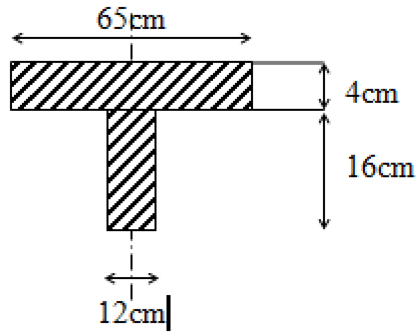


Fig III.6 :Section de calcul

Mt = 65x4x14,17(18-4/2)x10^{-3} = **58,95 KN.m**

$M_{t\text{-}max}$ = 07,11KN.m < 58,95KN.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) = (65 x20) cm².

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc}.d^2.b} = \frac{7{,}1.10^3}{14{,}17.(18)^2.65} = 0{,}024 < 0{,}392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0{,}988$$

$$\sigma_S = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348MPa$$

$$As = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{07{,}1.10^3}{0{,}988.18.348} = 1{,}147cm^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{I}{0{,}81.ht.V'}.\frac{f_{t28}}{fe}$$

$$\text{Avec} : I = b_0.\frac{ht^3}{3} + (b-b_0).\frac{h_0}{3} - [b_0.ht + (b-b_0).h_0].V^2$$

$$V = \frac{b_0.h^2 + (b-b_0).h_0{}^2}{2[b_0.h + (b-b_0).h_0]} \Rightarrow V = \frac{12.(20)^2 + (65-12).(4)^2}{2[12.20 + (65-12).4]} = 6{,}25cm$$

$$V' = ht - V = 20 - 6{,}25 \Rightarrow V' = 13{,}75 \text{ cm}$$

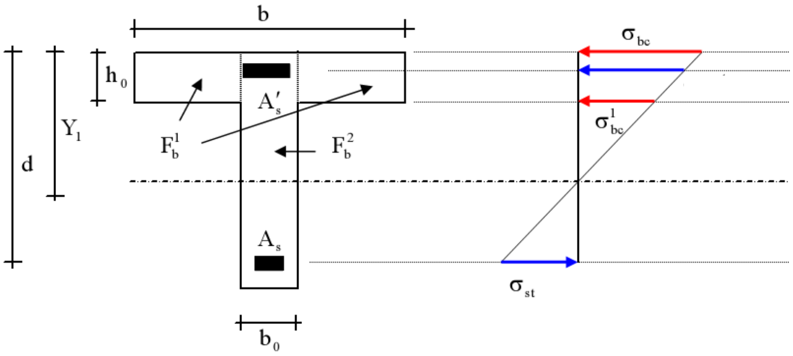


Figure III.7 : notation utilisées pour le calcul de section d'acier pour une poutre en T

$$I = 12.\frac{20^3}{3} + (65-12).\frac{4}{3} - [12\times 20 + (65-12).4].(6,25)^2 = 14414,35 \ cm^4$$

$$\Rightarrow A_{min} = \frac{14414,35}{0,81\times 20\times 13,75}.\frac{2,1}{400} = 0,339 \ cm^2$$

Donc: As_{cal}=1,147cm² > A_{min}=0,339 cm²..............condition vérifiée.

Choix : on adopte: **3T10 = 2 ,35 cm²**

En appuis:

Puisque le béton tendu négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b_0 xh) = (12x20) cm²

$M_{appui-inter}$ = 1,63 KN.m

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc}.d^2.b_0} = \frac{1,63.10^3}{14,17.(18)^2.12} = 0,030 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,985$$

$$\sigma_S = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

$$As = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{1,63.10^3}{0,985\times 18\times 348} = 0,264 \ cm^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{I}{0,81\times ht\times V}.\frac{f_{t28}}{fe} = \frac{15475,55}{0,81\times 20\times 6,25}.\frac{2,1}{400} = 0,339 \ cm^2$$

Donc: As_{cal} = 0,264 cm² > A_{min} =0,339 cm² ....condition vérifiée.

Choix : on adopte: **2T10 (soit 1,57 cm²),** 1T10 fil + 1T10 chapeau.

$M_{appui\text{-}de}$ rive = 1,12 KN.m

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc}.d^2.b_0} = \frac{1{,}12.10^3}{14{,}17.(18)^2.12} = 0{,}020 < 0{,}392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0{,}990$$

$$\sigma_S = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348MPa$$

$$As = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_S} = \frac{1{,}12.10^3}{0{,}990 \times 18 \times 348} = 0{,}180\ cm^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{I}{0{,}81 \times ht \times V} . \frac{f_{t28}}{fe} = \frac{15475{,}55}{0{,}81 \times 20 \times 6{,}25} . \frac{2{,}1}{400} = 0{,}339\ cm^2$$

Donc: As_{cal} = 0,180 cm² > A_{min} =0,339 cm² ....condition vérifiée.

Choix : on adopte: **2T10 (soit 1,57 cm²),** 1T10 fil + 1T10 chapeau.

Vérification des contraintes à L'ELS :

Position de l'axe neutre :

Soit«y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

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

b=65cm ; η = 15 ; A'= 0 , A= 2,35cm^2.

32,5.y^2 + 35,25y – 634,5= 0 $\Rightarrow$ y = 3,90 cm

y = 3,90cm < 4cm

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

Le moment d'inertie:

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

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3}(3{,}90)^3 + 15 \times 2{,}36.(18 - 3{,}90)^2 = 7337{,}50 cm^4.$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G}.y = \frac{5,11.10^3}{7337,60}.3,90 = 2,71\ MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_{bc} = 2,71MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa..............condition\ \ vérifiée.$$

La vérification de Contrainte maximale dans l'acier tendu $\sigma_{st.}$ n'est pas nécessaire puisque la fissuration est peu préjudiciable.

Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal T_{max}=16,01KN.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{07,75.10^{-3}}{120 \times 180} = 0,36MPa$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\overline{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} / \gamma_b ; 5MPa) = 3,25\,MPa\ .$$

$$\tau_u = 0,36\,MPa < \overline{\tau}_u = 3,25\,MPa \text{ ....}condition\ \ vérifieé$$

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

Armatures transversales At (armatures de l'âme):

Diamètre:

$$\Phi_t \leq \min(h/35 ; b_0/10 ; \Phi_L) \quad en\text{"}\,mm\text{"}$$

$$\Phi_t \leq \min(200/35 ; 120/10 ; 10) = 5,71 \approx 6mm.$$

$$on\ adopte: \quad \Phi_t = 8mm.$$

Espacement :

St ≤ min (0,9d ; 40cm)

St ≤ min (16,2 ; 40cm) ⟹ St ≤ 16,20cm ⟹ St =15 cm

D'après le RPA 99 (version 2003) :

En zone nodale : St ≤ min (10 Φ_1 ; 15cm) ⇒ St ≤ min (10x1,0 ; 15cm) =10cm

⇒ **St =10 cm**

En zone courante: (St ≤ 15 Φ_1) ⇒(St ≤ (15x 1,0)) ⇒ (St≤ 15 cm) ⇒ (St= 15 cm)

Section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b_0.st}.\frac{fe}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0,3k.f_{tj}^*}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)}............(*)$$

K =1 (fissuration non préjudiciable)

f_{tj}^* = min (2,1; 3,3 Mpa) = 2,1 Mpa

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

fe = 235 Mpa ; γ_s =1,15

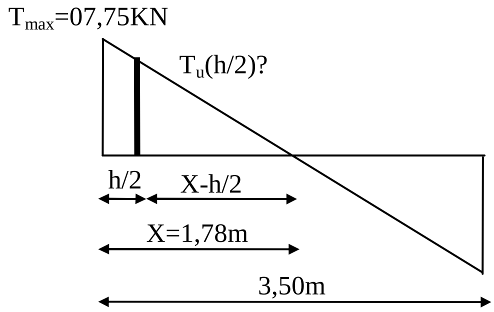
D'où : $\tau_u(h/2) = \dfrac{T_u(h/2)}{b_0.d}$

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

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X-(h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{max}.[X-(h/2)]}{X}$$

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

$$X = 1{,}78m$$



h/2 = 0,20/2 = 0,10m

X - (h/2)=1,78 - 0,10 = 1,68m

Donc: $T_u(h/2)$ =07,75x1,68/1,78 =07,31 KN

T_u(h/2)= 07,31 KN

D'où: $\tau_u(h/2) = (07{,}31.10^3)/(120.180) = 0{,}34$ MPa

τ_u (h/2)= 0,34 MPa

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{s_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0{,}34 - 0{,}3\times1\times2{,}1).12\times1{,}15}{0{,}9\times1\times235/1{,}15} = 11{,}11\times10^{-3}\,cm.........(1)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At\times fe}{b_0\times s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u(h/2)}{2}; 0{,}4\text{ Mpa}\right)$$

$$\frac{At\times fe}{b\times s_t} \geq \max\left(\frac{0{,}72}{2}; 0{,}4\,Mpa\right) = 0{,}4\,Mpa$$

$$\left(\frac{At}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0{,}4\times b_0}{fe} = \frac{0{,}4\times12}{235} = 0{,}012\,cm............(2)$$

En prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\dfrac{At}{S_t}\right) \geq 0{,}012\,cm$,

Pour S_t =15 cm ⇒ At ≥ 0,0122x10= 0,122 cm²

<u>-Zone nodale :</u>

St ≤ min (10Φ_L,; 15cm)

St ≤ 10cm

<u>-Zone courante:</u>

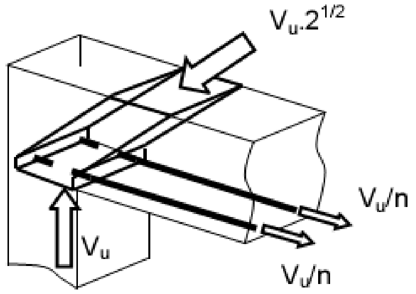
St ≤15cm

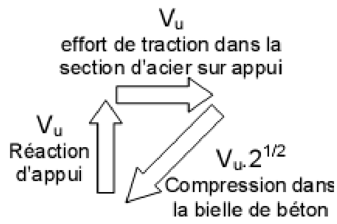
St =15 cm

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

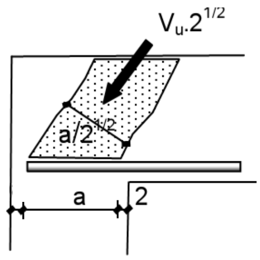
On prend: **2ϕ8 = 1 cm²/ml** avec un espacement : **S_t =10 cm**

Justifications aux appuis (appui simple d'about) :





Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :



T_u = 05,11 KN

M_{appui} = 1,63 KN.m

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{1,63}{0,9.18.10^{-2}} = 10,06KN > T_u = 05,11KN$$

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

Compression de la bille d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est:

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

D'où $\overline{\sigma}_b = \dfrac{2T}{ab_0}$

a: la longueur d'appuis de la biellette

On doit avoir $\overline{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

Mais pour tenir compte du faite que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45^0 donc on doit vérifiée que :

$$\overline{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a.b_0} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8.b_0.f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2.07,75.1,5}{0,8.12.25.10} = 0,009m \;\; = 0,9\,\text{cm}$$

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

a' : largeur d'appui

a' = c-ć -2cm

c' =2cm (enrobage)

c : la largeur de l'appui (poteau) = 30cm

a' = 30-2-2= 26cm

a = min (26cm; 16,2cm) = 16,20 > 2,00cm………………condition vérifiée.

Entraînement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

τu_{ser}=T/0,9d.μ.n $\leq \overline{\tau u}_{ser}$ = ψs. ft_{28}

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

T: effort tranchant max T=7,75 KN

n : nombre d'armatures longitudinales tendues n = 5

μ : périmètre d'armature tendue μ $=\pi\phi$ = 3,14 x1,0 = 3,14 cm

τu_{ser} = 07,75 x10^3/0,9x18x3,14x3x10² = 0,51 Mpa

$\overline{\tau u}_{ser}$ =1,5 x 2,1 = 3,15Mpa

τu_{ser} = 0,51 Mpa $\leq \overline{\tau u}_{ser}$ = 3,15 Mpa……………condition vérifiée

Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit "$\mathbf{L_s}$" est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre Ø pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_{ser}.

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

$\tau_s = 0,6\ \psi_s^2.f_{t28} = 0,6\ (1,5)^2.2,1 = 2,84$ MPa.

La longueur de scellement droit L_s = Ø f_e /4τ_s.

Ø : Diamètre d'une barre égale 10 mm = 1,0cm

L_s = 1,0 x 400 /4 x 2,84 = 35,27cm.

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre b = 30cm

Donc nous somme obligés de prévoir des ancrages courbes de telle sorte que

r = 5,5 Ø = 5,5x1,0 = 5,5 cm.

Vérification de la flèche :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}\right) \Rightarrow \left(\frac{20}{350} = 0,057 > 0,044\right) \text{..........................} \textit{condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15.M_{0ser}}\right) \Rightarrow \left(\frac{20}{350} = 0,057 > \frac{7,65}{15 \times 12,74} = 0,040\right) \text{.......} \textit{condition non vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e}\right) \Rightarrow \left(\frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01 > \frac{3,6}{400} = 0,009\right) \text{..............} \textit{condition non vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux dernières conditions ne sont pas satisfaites ; donc on passe au calcul de la flèche.

On va calculer:

$$\text{Fi} = \frac{\text{Mi.L}^2}{10\text{Ei.If}_\text{I}} \quad ;\text{Fv} = \frac{\text{Mv.L}^2}{10\text{Ev.If}_\text{V}}$$

Fi: flèche due aux charges de faible durée d'application.

Fv: flèche due aux charges de longue durée d'application

Avec: $Ei=11000(fc_{28})^{1/3}$ =32164,2 MPa

$Ev=3700(fc_{28})^{1/3}$ =10818,86 MPa

$$\text{If}_\text{i} = \frac{1,1.\text{I}_0}{1+\lambda_\text{i}.\mu_\text{i}} \quad ; \quad \text{If}_\text{v} = \frac{1,1.\text{I}_0}{1+\lambda_\text{v}.\mu_\text{g}}$$

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

If_i : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

If_v : Moment d'inertie fictif pour les déformations de longue duré

Détermination du moment d'inertie:

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

$$I_g = \frac{65x(12,56)^3}{3} - \frac{(65-12)(12,56-4)^3}{3} + \frac{12(20-12,56)^3}{3} + 15x2,36(18-12,56)^2$$

$$I_g = 36975,25\, cm^4$$

Charges prises en comptes :

1-charge permanente avant mise du revêtement : **J = 1,85 KN/m.**

2-charge permanente après mise du revêtement : **G = 3,276KN/m.**

3-charge totale à l'E.L.S : P = (G+Q): **P = 4,2 KN/m**

Calcul des moments correspondants :

M_j =0,85.J.L²/8 = 2,40 KN.m

M_G =0,85.G.L²/8= 4,26 KN.m

M_p =0,85.P.L²/8= 5,47 KN.m

Calcul des contraintes: As = 2,35 cm^2 ; Z = 16,2 cm

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A_S.Z} = 63{,}04\,MPa$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_S.Z} = 111{,}93\,MPa$$

$$\sigma_{SP} = \frac{M_P}{A_S.Z} = 143{,}70 MPa$$

Calcul des coefficients:

$f;\lambda_i;\lambda_v$

$$\rho = \frac{A_S}{b_0.d} = \frac{2{,}35}{12\times 18} = 0{,}010$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05.f_{t28}}{(2+3.b_0/b).\rho} = 4{,}11.$$

$$\lambda_V = (2/5).\lambda_i = (2/5).4{,}11 = 1{,}64$$

Calcul des coefficients (μ_i) :

- **μ_i = 1-** $\frac{1{,}75.f_{t28}}{(4.\rho.\sigma_{si})+f_{t28}}$

$*\,\mu_j = 0{,}20$

$*\,\mu_G = 0{,}44$

$*\,\mu_P = 0{,}53$

Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_{Fi} = \frac{1{,}1.I_0}{(1+\lambda_i.\mu_i)}; I_0 = I_G = 36975{,}25\ cm^4.$$

$$I_{FJ} = 22323{,}14\,cm^4.$$

$$I_{FG} = 14482{,}54\,cm^4.$$

$$I_{FP} = 12790{,}17\,cm^4.$$

$$I_{FV} = 23624{,}96\,cm^4.$$

Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:

$$F_i = \frac{M_i L^2}{10\, E_i . I_{FI}} \qquad avec \;\; E_i = 32164,20 \;\; MPa$$

$F_{ij} = 0,040\, cm.$

$F_{ig} = 0,11 cm.$

$F_{ip} = 0,16\, cm.$

$F_{vg} = 0,20\, cm.$

$F_{total} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig.}$

F_{total} = 0,20- 0,040+0,16-0,11 =0,21 cm

F_{total} = 0,21cm

F_{adm} = L/500 = 365/500 =0,70 cm.

F_{adm} =0,70 cm

F_{total}=0,30 cm < **F_{adm} =0,70 cm** ……………………..condition vérifiée.

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

III -5-La dalle de compression :

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

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

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

Section minimale des armatures

Perpendiculaire aux poutrelles :

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

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

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

$A// \geq A\perp/2$

L = 0,65 m

Fe = 215 Mpa

50cm ≤ L = 65 cm ≤ 80 cm

$A\perp \geq$ 4x65/215 = 1,21 cm²/ml

On prend $A\perp = 6\phi5$ = 1,18 cm²/ml

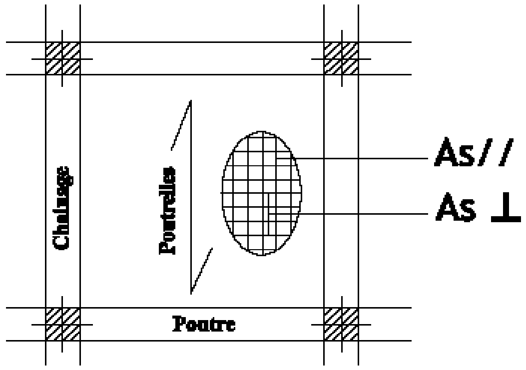


Figure III.8 : Ferraillage de la dalle de compression

$A_{//} \geq$ 1,18/2=0,59 cm²/ml

On prend un quadrillage en ϕ5 avec des mailles de 15x15 cm de telle sorte que la disposition de la grande dimension soit parallèle à l'axe des poutrelles.

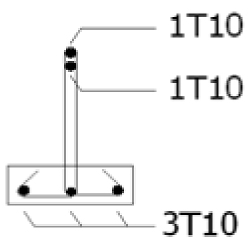
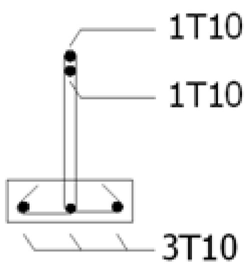
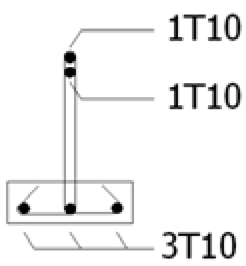
<table>
<tr><td rowspan="2">Plancher Terrasse</td><td>
</td></tr>
<tr><td>En appuis et En travée</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Planchers Etages
(3éme jusqu'au 8éme)</td><td>
</td></tr>
<tr><td>En appuis et En travée</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Planchers
(RDC+1er et 2éme)</td><td>
</td></tr>
<tr><td>En appuis et En travée</td></tr>
</table>

Tableau III .4: Résume le ferraillage des poutrelles