

CHAPITRE VI

ETUDE DES PLANCHERS

VI-1 Introduction :

Les structures de planchers sont constituées d'ossatures plus lourdes, recevant des platelages de forte inertie, nécessaires pour reprendre de fortes charges (surcharges d'exploitations, de bureaux) pouvant atteindre plusieurs tonnes au m^2 .

Les ossatures de planchers sont constituées de poutres croisées, les solives (support de platelage) portant sur des poutre maîtresses, qu'elles mêmes portées sur des poteaux.

Bien entendu qu'il y a divers types de planchers, parmi eux on se base sur un plancher dit mixte (acier/béton), et le plus répandu dans les constructions métalliques.

VI-2 Etude d'un plancher mixte à dalle collaborante

VI-2-1 Notations et dimensions linéaires

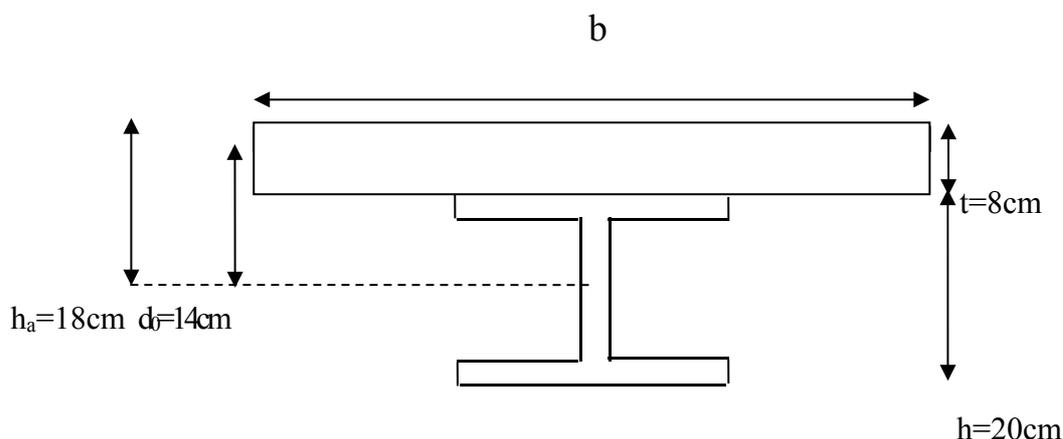


Figure VI-1 : Dimensions de la dalle collaborante

Tel que:

- **h** : hauteur de la poutre métallique.
- **t** : épaisseur de béton.
- **d₀** : distance entre le centre de gravité du béton et celui de l'acier.
- **h_a** : distance entre la fibre supérieure du béton et le centre de gravité de l'acier.
- **A** : l'aire de la section de l'acier.
- **B₀** : l'aire de la section homogène.
- **I_a** : inertie du l'acier.
- **I_b** : inertie du béton.
- **I** : inertie de la section homogène.

- **x** : distance entre la fibre supérieure de béton et l'axe neutre de la section rendue homogène.
- **s'** : moment statique par rapport à l'axe neutre de la partie de section homogène. situe d'un coté de la ligne de contact acier-béton.

VI-2-2 Caractéristiques des éléments constructifs:

Acier : on utilise des solives IPE200, qui ont les caractéristiques suivantes :

- Module de YOUNG $E=2,1 \times 10^4$ daN/mm²
- La limite élastique de traction $f_y= 235$ MPa= $23,5$ daN /mm²
- La limite élastique de cisaillement = $136,3$ MPa
- $A= 2850$ mm²
- $I_y= 1943. 10^4$ mm³

Béton : pour la réalisation des planchers, on utilise CPA caractérisé par le dosage de **350 dan /m³** dont les autres caractéristiques sont les suivants

- Poids volumique : $\rho=2500$ daN/m³
- Résistance caractéristique à la compression $f_{c28}=2.5$ daN/mm²
- Résistance caractéristique à la traction $f_{t28}=0.21$ daN/mm²

VI-2-3 Etude de planchers courants : (avec solives 200)

VI-2-3-1 Vérification au stade de montage :

- **Détermination des sollicitations :**

Le plancher est soumis à la charge permanente due au poids propre de la poutre et du béton (Avant durcissement) et à la charge d'exploitation des ouvriers.

✓ Charges permanentes :

Solive : $G_1 = 22,4$ daN /m

Dalle en béton $G_2 = 200 \times 1,40 = 280$ daN /m

Toile TN₄₀ $G_3 = 10 \times 1,40 = 14$ daN /m

$$G_{\text{Totale}} = 316,4 \text{ daN/m}$$

✓ Surcharge d'exploitation :

$$Q = 250 \times 1,4 = 350 \text{ daN /m}$$

✓ Charge non pondéré :

$$q_s = G + Q = 666,4 \text{ daN /m}$$

✓ Charge pondéré :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 952,14 \text{ daN /m}$$

➤ Vérification de la flèche :

$$5,44 \text{ mm} < 16 \text{ mm (cv)}$$

➤ Vérification de la résistance :

$$1904280 \leq 4721363,63 \text{ (cv)}$$

➤ Vérification au cisaillement :

$$A_v = 2850 - 2 \cdot 100 \cdot 8,5 + (5,6 + 2 \cdot 12) \cdot 8,5 = 898,4$$

$$1904,28 \leq 11081,13$$

VI-2-3-2 Vérification après l'exécution :

- **Détermination des sollicitations :**

Après durcissement de la dalle en béton la section devient homogène (acier-béton), donc elle travaille en même temps.

✓ Charges permanentes :

$$G = 411 \times 1,40 = 575,4 \text{ daN/m}$$

✓ Surcharge d'exploitation :

$$Q = 350 \text{ daN/m}$$

✓ Charge non pondéré :

$$G + Q = 925,4 \text{ daN/m}$$

✓ Charge pondéré :

$$1,35G + 1,5Q = 1301,79 \text{ daN/m}$$

- **Calcul de la largeur participante du béton :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$b/2 = \min \begin{cases} l/2 \\ L/10 \end{cases}$$

Sachant que :

L : portée de la solives.

l : entraxe des solives.

$$b = \min \begin{cases} (1,4/2) \times 2 = 1,4 \\ (4/10) \times 2 = 0,8 \end{cases} \quad \Rightarrow \quad b = 0,8 \text{ m} = 800 \text{ mm}$$

- **Détermination la position de l'axe neutre :**

$$d = \frac{bt}{n} * \frac{t+h}{2s}$$

Avec:

n: Coefficient d'équivalence acier/béton donné, par $n=E_a/E_c'$

E_a: Module d'élasticité de l'acier.

E_c': Module équivalent du béton, donné par $E_c'=E_{cm}/2$.

E_{cm}: valeur de module sécant d'élasticité $E_{cm}=3050 \text{ daN/mm}^2$ (pour béton C25/30).

Donc: $n=13,77$

La section mixte:

$A=2850 \text{ mm}^2$ pour IPE200.

La section du béton: $B=t*b$

$B=80*800=64000 \text{ mm}^2$

$S= A+B/n \rightarrow S=7497,78 \text{ mm}^2$

$$d = \frac{bt}{n} * \frac{t+h}{2s} = \frac{800 \times 80}{13,77} * \frac{80 + 200}{2 \times 7497,78} = 86,78 \text{ mm}$$

$d=86,78 \text{ mm}$

$d < h/2 \rightarrow 86,78 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la solive.

- **Le moment d'inertie :**

$$I = I_A + A d^2 + \frac{bt^3}{12n} + \frac{bt}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I = 1943.10^4 + 28,5.10^2(86,78)^2 + \frac{800 \times 80^3}{12 \times 13,77} + \frac{800 \times 80}{13,77} * \left(\frac{80 + 200}{2} - 86,78 \right)^2 = 56535748,1 \text{ mm}^4$$

$$v = \frac{h}{2} + d = 100 + 86,78 = 186,78 \text{ mm}$$

$$v' = \frac{h}{2} + t - d = 100 + 80 - 86,78 = 93,22 \text{ mm}$$

- **Le moment fléchissant maximum :**

$$M = b \frac{ql^2}{8}$$

$$q = 1,35(G_{DALLE} + G_{solive}) + 1,5(Q)$$

$$M = 0,8 (1,35(433,4) + \frac{3}{2}(250)) \times \frac{4,00^2}{8} = 1536,144 \text{ daN.m}$$

- **Détermination des contraintes de flexion**

Acier:

- Contrainte de traction (semelle inférieure de la poutre) :

$$\sigma_{a1} = Mv/I = 153614,4 \times 18,67 / 5653,57 = 507,28 \text{ daN/cm}^2$$

- Contrainte de compression (semelle supérieure de la poutre) :

$$\sigma'_{a1} = M(v'-t)/I = 153614,4(9,32-8)/5653,57 = 35,86 \text{ daN/cm}^2$$

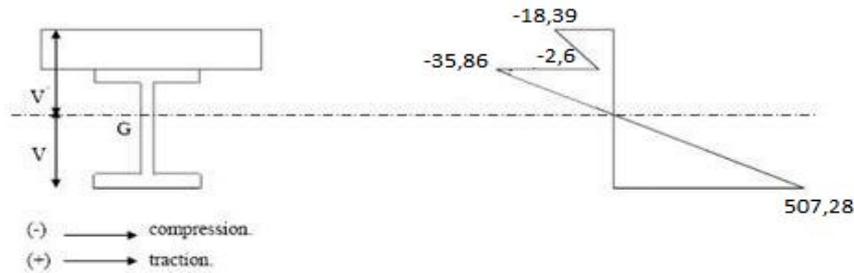
Béton :

- Contrainte de compression (fibre inférieure de la poutre) :

$$\sigma'_{b1} = M(v'-t)/n I = 153614,4(9,32-8) / (13,77 \times 5653,57) = 2,60 \text{ daN/cm}^2$$

- Contrainte de compression (fibre supérieure de la poutre) :

$$\sigma'_{b2} = M v'/n I = (153614,4 \times 9,32) / (13,77 \times 5653,57) = 18,39 \text{ daN/cm}^2$$



- **Contraintes additionnels de retrait :**

Le béton, en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait Mais la dalle étant solidaire avec les poutres en acier, ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier/béton.

Ces effets provoquent :

-un raccourcissement de la poutre acier ε_a

-un allongement de la dalle béton ε_b (par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend, ce qui équivaut à un allongement)

Calculs :

48 ,69 mm

$$K = \frac{B.E_A.\varepsilon.\beta.A}{n.I_A.A + B.I_A + B.A.\beta^2}$$

$$K = \frac{80.8.2,1.10^6.2.10^{-4}.14.28,5}{13,77.1943.28,5 + 80.8.1943 + 80.8.28,5.14^2} = 19,21$$

D'ou : $y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{200}{2} + 48,69 = 148,69mm$

$$y_2 = y_1 + t = 148,69 + 80 = 228,69mm$$

$$E_a\varepsilon = 2,1.10^6.2.10^{-4} = 420 = 4,2 \quad daN / mm^2$$

Les valeurs des contraintes sont :

Dans l'acier :

- Contrainte de traction (semelle inférieure de la poutre) :

$$\sigma_{a2} = K(h - y_1) = 19,21(20 - 14,8) = 99,89 \text{ daN/cm}^2$$

- Contrainte de compression (la semelle supérieure de la poutre) :

$$\sigma'_{a2} = K.y_1 = 19,21.14,8 = 284,30 \text{ daN/cm}^2$$

Dans le béton :

- Contrainte de compression (la fibre inférieure de la poutre)

$$\sigma'_{b1} = \frac{(E_a \varepsilon - K.y_1)}{n} = \frac{(420 - 19,21.14,8)}{13,77} = 9,85 \text{ daN/cm}^2$$

- Contrainte de compression (la fibre supérieure de la poutre) :

$$\sigma'_{b2} = \frac{(E_a \varepsilon - K.y_2)}{n} = \frac{(420 - 19,21.22,8)}{13,77} = -1,3 \text{ daN/cm}^2$$

• **Contrainte finales**

Dans l'acier :

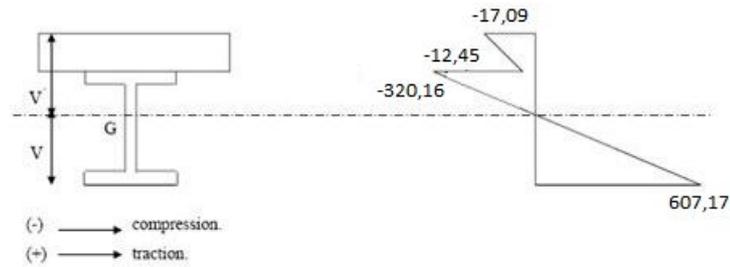
$$\sigma_a = 507,28 + 99,89 = 607,17 \text{ daN/cm}^2 < 2400 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_a = 35,86 + 284,30 = 320,16 \text{ daN/cm}^2 < 2400 \text{ daN/cm}^2$$

Dans le béton:

$$\sigma_b = 2,60 + 9,85 = 12,45 \text{ daN/cm}^2 < 135 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{b2} = 18,39 - 1,30 = 17,09 \text{ daN/cm}^2 < 135 \text{ daN/cm}^2$$



- **Vérifications :**

- Vérification de la flèche :

$$7,55 \text{ mm} < 16 \text{ mm (cv)}$$

- Vérification au cisaillement :

$$2603,58 \leq 11081,13$$

VI-2-3 Etude de planchers terrasse : (avec solives 200)

VI-2-3-1 Vérification au stade de montage :

- **Détermination des sollicitations :**

- A partir de la même méthode nous obtenons les résultats suivants :

✓ Charge permanente :

Solive : $G_1 = 22,4 \text{ daN/m}$

Dalle en béton $G_2 = 200 \times 1,40 = 280 \text{ daN/m}$

Toile TN40 $G_3 = 10 \times 1,40 = 14 \text{ daN/m}$

$$G_{\text{Totale}} = 316,4 \text{ daN/m}$$

✓ Surcharge d'exploitation :

$$Q = 120,8 \times 1,4 = 169,12 \text{ daN /m}$$

✓ Charge non pondéré :

$$q_s = G+Q = 485,12 \text{ daN /m}$$

✓ Charge pondéré :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 680,82 \text{ daN /m}$$

➤ Vérification de la flèche :

$$3,96 \text{ mm} < 16 \text{ mm (cv)}$$

➤ Vérification de la résistance :

$$1361640 \leq 4721363,63 \text{ (cv)}$$

➤ Vérification au cisaillement :

$$A_v = 2850 - 2 \cdot 100 \cdot 8,5 + (5,6 + 2 \cdot 12) \cdot 8,5 = 898,4$$

$$1361,64 \leq 11081,13 \text{ 5}$$

VI-2-3-2 Vérification après l'exécution :

• Détermination des sollicitations :

Après durcissement de la dalle en béton la section devient homogène (acier-béton), donc elle travaille en même temps.

✓ Charges permanentes :

$$G = 528 \times 1,40 = 739,2 \text{ daN /m}$$

✓ Surcharge d'exploitation :

$$Q = 169,12 \text{ daN/m}$$

✓ Charge non pondéré :

$$G+Q = 908,32 \text{ daN /m}$$

✓ Charge pondéré :

$$1,35G+1,5Q=1251,6 \text{ daN/m}$$

- **Calcul de la largeur participante du béton :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$b/2 = \min \begin{cases} l/2 \\ L/10 \end{cases}$$

Sachant que :

L : portée de la solives.

l : entraxe des solives.

$$b = \min \begin{cases} (1,4/2) \times 2 = 1,4 \\ (4/10) \times 2 = 0,8 \end{cases} \quad \Rightarrow \quad b = 0,8\text{m} = 800 \text{ mm}$$

- **Détermination la position de l'axe neutre :**

$$d = \frac{bt}{n} * \frac{t+h}{2s}$$

Avec:

n: Coefficient d'équivalence acier/béton donné, par $n = E_a/E_c'$

E_a: Module d'élasticité de l'acier.

E_c': Module équivalent du béton, donné par $E_c' = E_{cm}/2$.

E_{cm}: valeur de module sécant d'élasticité $E_{cm} = 3050 \text{ daN/mm}^2$ (pour béton C25/30).

Donc: **n=13,77**

La section mixte:

A=2850 mm² pour IPE200.

La section du béton: B=t*b

$$B=80*800=64000 \text{ mm}^2$$

$$S= A+B/n \rightarrow S=7497,78 \text{ mm}^2$$

$$d = \frac{bt}{n} * \frac{t+h}{2s} = \frac{800 \times 80}{13,77} * \frac{80+200}{2 \times 7497,78} = 86,78 \text{ mm}$$

$$d = 86,78 \text{ mm}$$

$d < h/2 \rightarrow 86,78 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la solive.

- **Le moment d'inertie :**

$$I = I_A + A d^2 + \frac{bt^3}{12n} + \frac{bt}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I = 1943.10^4 + 28,5.10^2(86,78)^2 + \frac{800 \times 80^3}{12 \times 13,77} + \frac{800 \times 80}{13,77} * \left(\frac{80+200}{2} - 86,78 \right)^2 = 56535748,1 \text{ mm}^4$$

$$v = \frac{h}{2} + d = 100 + 86,78 = 186,78 \text{ mm}$$

$$v' = \frac{h}{2} + t - d = 100 + 80 - 86,78 = 93,22 \text{ mm}$$

- **Le moment fléchissant maximum :**

$$M = b \frac{ql^2}{8}$$

$$q = 1,35(G_{DALLE} + G_{solive}) + 1,5(Q)$$

$$M = 0,8 \left(1,35(550,4) + \frac{3}{2}(120,8) \right) \times \frac{4,00^2}{8} = 1478,784 \text{ daN.m}$$

- **Détermination des contraintes de flexion :**

Acier:

-Contrainte de traction (semelle inférieure de la poutre) :

$$\sigma_{a1} = Mv/I = 147878,4 \times 18,67 / 5653,57 = 488,34 \text{ daN/cm}^2$$

-Contrainte de compression (semelle supérieure de la poutre) :

$$\sigma'_{a1} = M(v'-t)/I = 147878,4(9,32-8)/5653,57 = 34,52 \text{ daN/cm}^2$$

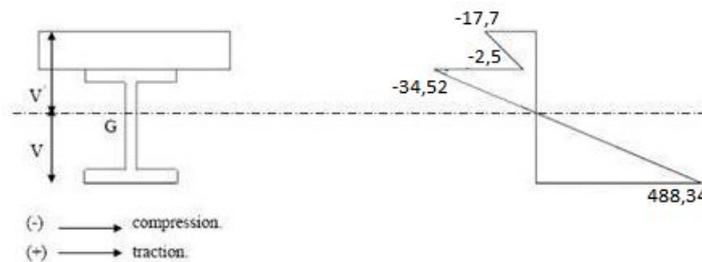
Béton:

-Contrainte de compression (semelle inférieure de la poutre) :

$$\sigma'_{b1} = M(v'-t)/n I = 147878,4(9,32-8) / (13,77 \times 5653,57) = 2,5 \text{ daN/cm}^2$$

-Contrainte de compression (semelle supérieure de la poutre) :

$$\sigma'_{b2} = M v'/n I = (147878,4 \times 9,32) / (13,77 \times 5653,57) = 17,7 \text{ daN/cm}^2$$



- **Contraintes additionnels de retrait :**

Le béton, en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait Mais la dalle étant solidaire avec les poutres en acier, ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier/béton.

Ces effets provoquent :

-un raccourcissement de la poutre acier ϵ_a

-un allongement de la dalle béton ϵ_b (par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant

librement se rétracter, le béton se tend, ce qui équivaut à un allongement)

Calculs :

48,69mm

48,69mm

$$K = \frac{B.E_A.\varepsilon.\beta.A}{n.I_A.A + B.I_A + B.A.\beta^2}$$

$$K = \frac{80.8.2,1.10^6.2.10^{-4}.14.28,5}{13,77.1943.28,5 + 80.8.1943 + 80.8.28,5.14^2} = 19,21$$

$$\text{D'ou : } y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{200}{2} + 48,69 = 148,69 \text{ mm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 148,69 + 80 = 228,69 \text{ mm}$$

$$E_a \varepsilon = 2,1.10^6.2.10^{-4} = 420 = 4,2 \quad \text{daN / mm}^2$$

Les valeurs des contraintes sont :

Dans l'acier :

- Contrainte de compression de la semelle inférieure de la poutre:

$$\sigma_{a2} = K(h - y_1) = 19,21(200 - 148,69) = 99,89 \text{ daN/cm}^2$$

- Contrainte de compression de la semelle supérieure de la poutre:

$$\sigma'_{a2} = K.y_1 = 19,21.148,69 = 284,30 \text{ daN/cm}^2$$

Dans le béton :

- Contrainte de compression de la fibre inférieure de la poutre:

$$\sigma'_{b1} = \frac{(E_a \varepsilon - K \cdot y_1)}{n} = \frac{(420 - 19,21 \cdot 14,8)}{13,77} = 9,85 \text{ daN/cm}^2$$

- Contrainte de compression de la fibre supérieure de la poutre:

$$\sigma'_{b2} = \frac{(E_a \varepsilon - K \cdot y_2)}{n} = \frac{(420 - 19,21 \cdot 22,8)}{13,77} = -1,3 \text{ daN/cm}^2$$

- **Contrainte finales:**

Dans l'acier :

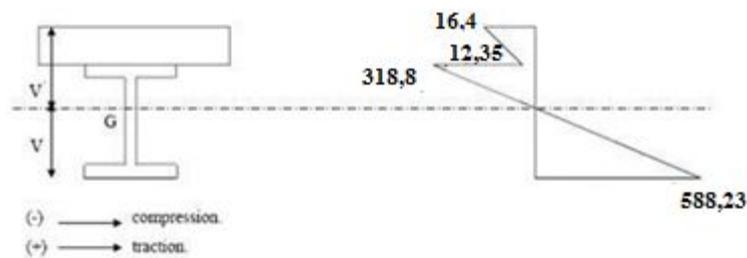
$$\sigma_a = 488,34 + 99,89 = 588,23 \text{ daN/cm}^2 < 2400 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_a = 34,52 + 284,30 = 318,82 \text{ daN/cm}^2 < 2400 \text{ daN/cm}^2$$

Dans le béton:

$$\sigma_b = 2,50 + 9,85 = 12,35 \text{ daN/cm}^2 < 135 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{b2} = 17,7 - 1,30 = 16,4 \text{ daN/cm}^2 < 135 \text{ daN/cm}^2$$



- **Vérifications**

➤ Vérification de la flèche :

$$7,42 \text{ mm} < 16 \text{ mm (cv)}$$

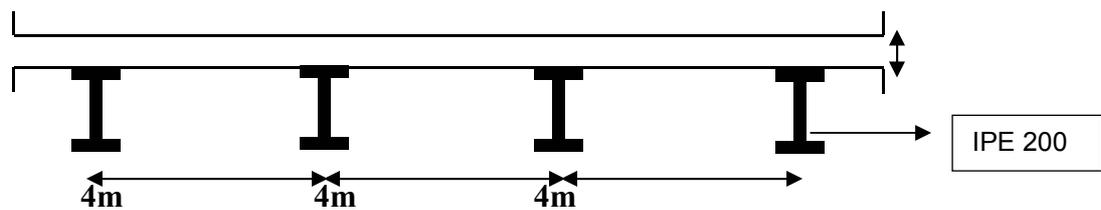
➤ Vérification au cisaillement :

$$2503,2 \leq 11081,13 \text{ (cv)}$$

VI-3 Etude de la dalle en béton armé

(BAEL91-dalles rectangulaires)

Coupe type de la dalle



VI-3-1 Détermination des sollicitations

Charge au m^2 de plancher :

(G: dalle+chape antidérapante)

$$G=(2500 \times 0.08)+80=280 \text{ daN/m}^2 \quad Q=250$$

$$\text{kg/m}^2$$

-la combinaison de charge à L'ELU donne, l'effort ultime N_u :

$$N_u=1.35G+1.5Q \quad ; \quad N_u=753 \text{ daN/m}^2$$

$$N_{\text{ser}}=G+Q \quad ; \quad N_{\text{ser}}=530 \text{ kg/m}^2$$

$$=0,2 \leq 0.4$$

Donc, la dalle porte dans le sens de la petite portée (BAEL91, art B .7.1)

On considère les solives de la dalle partiellement encastrée :

$$M_0 = \frac{N_x l_x^2}{8} = 753 \cdot \frac{4^2}{8} = 1506 \text{ daN.m/ml de largeur.}$$

VI-2-2 Valeur minimale des moments

•dans le sens de la petite portée :

En travée :

$$M_{\text{tx}}=0,75 \times M_0=0,75 \times 1506=1229,5 \text{ daN.m}$$

Sur appui :

$$M_{\text{ax}}=0,5 \times M_0=0,5 \times 1506=753 \text{ kg.m}$$

•dans le sens de la grande portée :

En travée :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} = 307,37 \text{ daN.m}$$

Sur appui :

$$M_{ay} = M_{ax} = 753 \text{ daN.m}$$

VI-2-3 Ferrailage

• En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1229,5 \cdot 10^{-5}}{4,0,072^2 \cdot 14,16} = 0,0418 \leq 0,186 \text{ (Section sans armatures comprimées).}$$

$$\implies \varepsilon = 10\% \implies \sigma = 348 \text{ Mpa}$$

$$M_{ser} = \frac{N_{SER} \cdot I_x^2}{8} = \frac{530,4^2}{8} = 1060 \text{ daN.m}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0,04)}}{0,8} = 0,051$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z_b = 0,07 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{z_b \cdot \sigma_s} = \frac{1229,5 \cdot 10^{-5}}{0,070 \cdot 348} \cdot 10^4 = 5,07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = 5,07 \text{ cm}^2$$

• En appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{753 \cdot 10^{-5}}{4,0,072^2 \cdot 14,16} = 0,02 \leq 0,186 \text{ (Section sans armatures comprimées).}$$

$$\Longrightarrow \quad \varepsilon = 10\% \quad \Longrightarrow \quad \sigma = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0,02)}}{0,8} = 0,025$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,0712 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{z_b \cdot \sigma_s} = \frac{753 \cdot 10^{-5}}{0,071 \cdot 348} \cdot 10^4 = 3,04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = 3,04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

VI-2-4 Ferrailage minimum

- diamètre des armatures : $\Phi \leq h_0/10 = 80/10 = 8 \text{ mm}$

- sections des armatures

$$A_{y\min} = 8 h_0 (F_e E_{400}) \quad \Longrightarrow \quad 8 \times 0,08 = 0,64 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{x\min} = (3 - \alpha/2) \times A_{y\min} = (3 - 0,03/2) \times 0,64 = 0,95 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Espacements minimum :(chargement minimum+fissuration peu préjudiciable)

$$S_{tx \leq \min} \begin{cases} 3 h_0 = 24 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad S_{tx \leq 24 \text{ cm}}$$

$$S_{ty \leq \min} \begin{cases} 4 h_0 = 32 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad S_{ty \leq 32 \text{ cm}}$$

•ferraillage adopté :

•En travée :

$$A_{xt}=5\Phi 10 :3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{yt}= 5\Phi 10 :3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

•En appui :

$$A_a=5\Phi 10 :3,93 \text{ cm cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion

La dalle nécessite un ferraillage en 2 points

•D'abord dans la partie inférieure au le béton est tendu, pour éviter les fissurations dues au moment en travée (entre solive).

•la partie supérieure pour éviter d'une part les fissures dues à la dilatation et d'autre part les fissures dues aux moments négatifs au niveau des supports

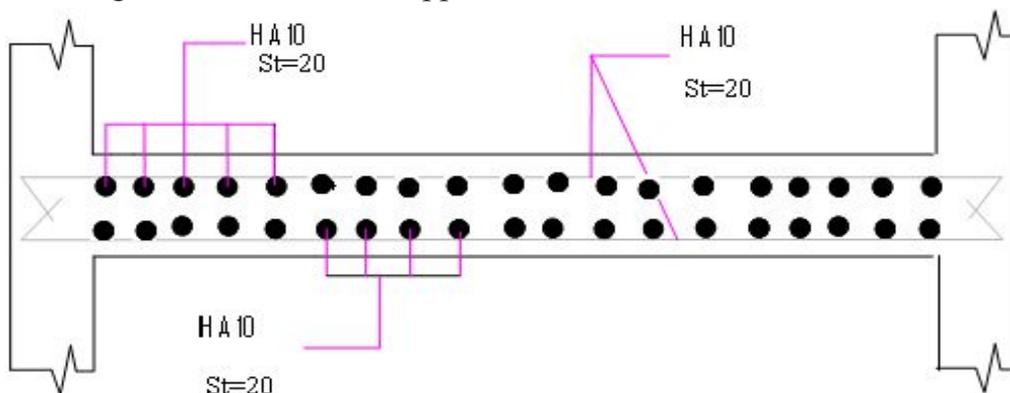


Figure VI-2 : Ferraillage final de la dalle

VI-4 Etude des goujons

$$P_{rd} = \begin{cases} 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \dots\dots\dots \text{Résistance dans le béton qui entoure le goujon} \\ 0,8 \cdot f_u \dots\dots\dots \text{Force dans le goujon} \end{cases}$$

f : résistance caractéristique de béton.. 25 N/mm²
 E : module de Young de béton 3050 daN/mm
 f : résistance caractéristique des connecteurs 40 daN/mm²
 $\gamma = 1,25$.

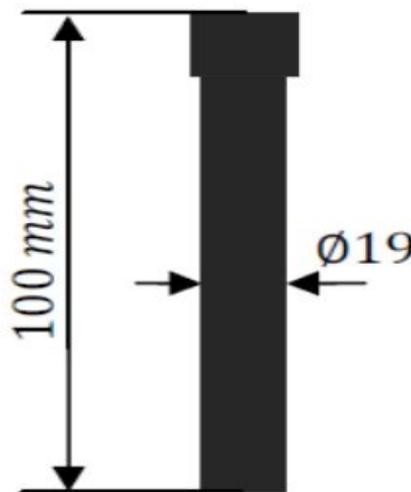


Figure VI-3 : Dimensions du goujon ø19

$\alpha = 0,2$. $\alpha = 0,2$ → $\alpha = 1$ →

$$P_{rd} = \begin{cases} 0,29 \cdot 1 \cdot 19^2 \\ 0,8 \cdot 400 \end{cases}$$

⇒ P = 7258 daN.

- Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal :

Aa : Section du profilé

$$\gamma_a = 1,1$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$f_{cf} = 114936 \text{ daN}$$

Nombre des connecteurs:

$$N \geq N_f$$

$$N \geq 15,71 \text{ goujons.}$$

$$N \approx 16 \text{ goujons.}$$

Donc on a 16 goujons sur la demi-portée de la solive.

- Espacement des goujons :

Le nombre de connecteur N est uniformément repartit sur une longueur critique L_{cr} , Cette dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques. Selon l'EC4.4.1.2, une section transversale critique comprend :

-Une section de moment fléchissant maximum.

-Une section sur appui.

(EC4 6.3.2, 6.3.3)

$$S = L_{cr} / N$$

$$L_{cr} = L/2 = 4000/2 = 2000 \text{ mm}$$

$$S = 2000/16 = 125 \text{ mm}$$

L'espacement entre les goujons : $S = 125 \text{ mm}$.