

Exercice = Calcul d'une dalle mixte avec fôle profilé et béton.

- > Le béton utilisé est un béton léger ayant les caractéristiques suivantes -

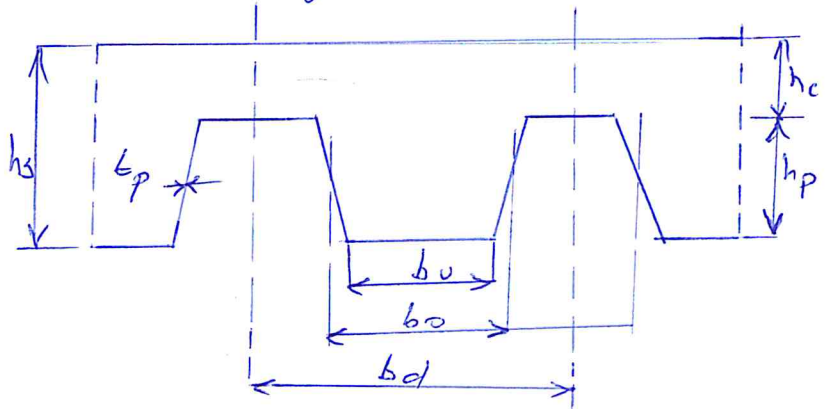
$$\rho = 1800 \text{ kg/m}^3$$

$$\eta = 0.3 + 0.7 \left(\frac{\rho}{2400} \right) = 0.33$$

$$f_{ctm} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,0.95} = 2.7 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 17200 \text{ MPa}$$



* Caractéristique de la dalle

- > Epaisseur dalle = $h_s = 180 \text{ mm}$
- > Hauteur nervure = $h_p = 50 \text{ mm}$
- > Epaisseur du béton au dessus des sommets des nervures.
 $h_c = h_s - h_p = 80 \text{ mm}$
- > Espacement des nervures $b_d = 150 \text{ mm}$
- > Longueur moyennes des nervures $b_0 = 75.0 \text{ mm}$
- > Epaisseur de la fôle en acier $t_p = 1 \text{ mm}$
 $b_0 > 50 \text{ mm}$

I- Achm sur la poutre - dans le cas de structure mixte, et fait toujours identifier la phase de construction.

I-1 - Phase de construction
* charge permanente G

- Dalle = $18 \times 3.0 \times \left(80 + \frac{50}{2}\right) \times 10^{-3} = 5 \times 2_{dalle} \times \left(h_c + \frac{h_p}{2}\right)$
 = 5.67 kN/m

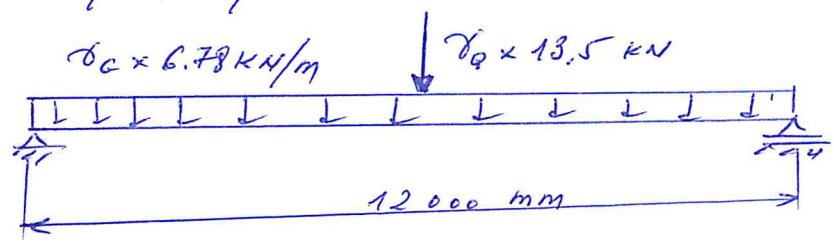
- Bac acier: $3.0 \times 0.15 = 0.45 \text{ kN/m}$

- poutre en acier - IPE 400 = 0.66 kN/m
 GK = 6.78 kN/m

* Actms variables = 18

- charge de service -
- charge de Chenet - $Q_k = 13.5 \text{ kN}$

En ce qui concerne la charge ponctuelle Q_k , c'est la même remarque que l'EX. 1 -



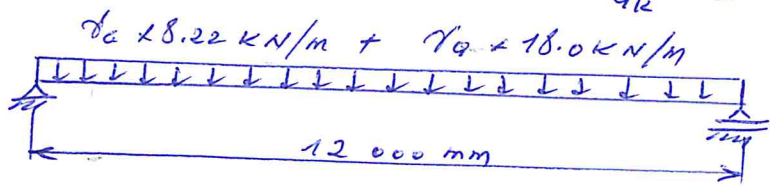
I.2. Phase Mixte

- Actms permanentes -

> betm (dalle) = $18 \times 3.0 \times 0.105 = 5.67 \text{ kN/m}$
 > bac acier = $3 \times 0.15 = 0.45 \text{ kN/m}$
 > poutre en acier IPE 400 = 0.66 kN/m
 > Plafond = $0.5 \times 3.00 = 1.50 \text{ kN/m}$
 GK = 8.28 kN/m

- Actms variables

> charge d'exploitation = $5.0 \times 3.00 = 15 \text{ kN/m}$
 > climats = $1.0 \times 3.00 = 3 \text{ kN/m}$
 Qk = 18 kN/m



- coeff. de sécurité sont les mêmes que l'exercice 1

I-3. Dimensions de la poutre IPE 400

$h = 400 \text{ mm}$	$h_w = 331 \text{ mm}$
$b = 180 \text{ mm}$	$A_a = 8450 \text{ mm}^2$
$t_f = 13,5 \text{ mm}$	$I_y = 23130 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$
$t_w = 8,6 \text{ mm}$	$W_y = 1156 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
$r = 21,1 \text{ mm}$	$W_{pl,y} = 1307 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$

II - Etat limite ultime

2.1. on doit tout d'abord classer la semelle et l'âme.

- classification de section transversale :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

- Semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{180/2}{13,5} < 10\varepsilon \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

- Âme fléchée :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{331}{8,6} = 38,5 < 72\varepsilon \rightarrow \text{Section transversale de classe 1}$$

III - Calcul des Efforts

3.1 - Moment flechissant

$$M_{sd} = \frac{1}{8} (1,35 \times 6,78) \times 12^2 + \frac{1}{4} (1,5 \times 13,5) \times 12 = 226 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_a} = 1307 \cdot 10^3 \times \frac{355}{1,10} \times 10^{-6} = 422 \text{ kN.m}$$

⇒ $M_{pl,Rd} > M_{sd}$ - OK

3.2 Effort tranchant

$$V_{sd} = \frac{1}{2} (1.35 \times 6.78) \times 12 + \frac{1}{2} (1.50 \times 18.5) = 65 \text{ kN.}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \frac{f_y}{\sqrt{3}} \times \alpha_a = 1.04 \text{ h.t.N} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) / \alpha_a$$
$$= 1.04 \times 400 \times 8.6 \times \frac{355/\sqrt{3}}{1.10} \times 10^{-3}$$
$$= 667 \text{ kN.}$$

avec A_v = Aire de cisaillement de l'élément en acier donnée dans le paragraphe 5.4.6 EC3.

$$D'où $V_{pl,rd} > V_{sd}$ ✓ ok$$

3.3 - Moment flechissant et effort tranchant

Comme $V_{sd} < 0.5 V_{pl,rd} \Rightarrow$ Aucune réduction de la résistance en flexion n'est à craindre.

IV - Etat limite de service

- Les actions de construction ne sont pas prises en compte pour le calcul des flèches =

$$S_1 = \frac{5}{384} \frac{6.78 (12000)^4}{210000 \times 23130 \times 10^4} = \frac{5}{384} \frac{92^4}{EI}$$

$$S_1 = 37.7 \text{ mm} \leq \frac{l}{318} = 37.74$$

S_0 = contrainte fléch de la poutre non chargée = 30 mm (hypothèse)

$$D'où $S_{max} = 37.74 - 30 = 7.7 \text{ mm}$$$

V - Etape Aux t

5.1 # L0

5.1.1 - secteur transversal = classe 1 en phase de construction -

$$b_{eff} = \sum b_e = 2 \times \frac{1}{8} \times 12000 = 3000 \text{ mm} = \text{portée de la poutre}$$

5.1.2 - Moment flechissant

$$M_{sd} = \frac{1}{8} (1.35 \times 8.28 + 1.5 \times 18) 12^2 = 687 \text{ kN.m}$$

- Résistance à la compression :

$$R_c = b_{eff} \times h_c \times 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 3000 \times 80 \times 0,85 \frac{25}{1,5} \times 10^{-3}$$

$$\approx 3400 \text{ kN}$$

Résistance profilé Acier :

$$R_s = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} = 8450 \frac{355}{1,10} \times 10^{-3} = 2727 \text{ kN}$$

Comme $R_s < R_c \rightarrow$ axe neutre tombe dans le dalle de béton

$$M_{pl,Rd} = M_{pe,Rd} = R_s \left(\frac{h}{2} + h_p + h_c - \frac{R_s}{R_c} \cdot \frac{h_c}{2} \right)$$

$$= 2727 \left(200 + 50 + 80 - \frac{2727}{3400} \cdot \frac{80}{2} \right) \times 10^{-3}$$

$$= 812 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow M_{pl,Rd} > M_{sd} \quad \checkmark \quad \text{OK}$$

5.1.3 Effort tranchant

$$V_{sd} = \frac{1}{2} (1,35 \times 8,28 + 1,5 \times 18) \times 12 = 229 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = 667 \text{ kN. (voir calcul précédent).}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{OK}$$

Ceci implique que la vérification de la résistance de l'âme au cisaillement n'est pas nécessaire.

5.1.4 Moment fléchissant - Effort tranchant

$$V_{sd} < 0,5 V_{pl,Rd} \rightarrow \text{Effort n'a aucune influence sur le moment fléchissant.}$$

5.1.5 - Connecteurs

- Résistance

$$b_{oym} = h = 95 \text{ mm}, \quad d = 19 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{d} = 5 \rightarrow \alpha = 1$$

- calcul de la résistance au cisaillement.

$$P_{rd,1} = \frac{0.8 f_{td} (\pi d^2 / 4)}{\gamma_s} = 0.8 \times 450 \frac{\pi \times 19^2}{4} \times \frac{1}{1.25} \times 10^{-3}$$

$$= 82 \text{ kN}$$

$$P_{rd,2} = \frac{0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_s} = 0.29 \times 1 \times 19^2 \sqrt{(25 \times 30500)} \times \frac{1}{1.25} \times 10^{-3}$$

$$= 73 \text{ kN.}$$

Par conséquent : $P_{rd} = 73 \text{ kN.}$

47
 Deux groupes par nervure donnent alors =

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \left(\frac{b_0}{h_p} \right) \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right) = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \left(\frac{75}{50} \right) \left(\frac{95}{50} - 1 \right) = 0.945 \quad [E_{cu} = 6.3, 3.2]$$

$N_r = \text{Nb. de groupes / nervure}$ à un inter-axe sans dépasser 2 -

D'où $P_{rd} = 0.945 \times 73 = 69 \text{ kN.}$

- Deux groupes par nervure donnent

$$k = \frac{0.945}{\sqrt{2}} = 0.67$$

D'où $P_{rd} = 0.67 \times 73 = 49 \text{ kN.}$

5.1.6 - Connexion Complète

• $V_d \leq F_{c,f} = 2727 \text{ kN.}$

Si on dispose un groupe / nervure.

$$N = \frac{l}{bd} = \frac{12000}{150} = 80$$

$$\Sigma P_{rd} = \frac{80}{2} \times 69 = 2760 \text{ kN} > V_d$$

Ceci convient par une connexion complète.

• $M_{pl,rd} (\text{acier}) = 812 \text{ kN.m}$

• $M_{pl,rd} (\text{acier}) = 422 \text{ kN.m}$

• $M_{pl,rd} (\text{acier}) < 2.5 M_{pl,rd} (\text{acier})$

Ceci implique = les groupes peuvent être espacés uniformément.

$\phi/m = s = b_d = 150 \text{ mm}$
 $s.d = 5 \times 9 = 45 \text{ mm}$
 $s > s.d \checkmark \text{ ok}$

5.1.7- Connexion partielle

$V_u = F_c = \frac{M_{sd} - M_{pl.a.ed}}{M_{pl.ed} - M_{pl.a.ed}} F_{ef} = \left(\frac{687 - 422}{812 - 422} \right) \times 2727 = 1853 \text{ kN}$

- Nombre de goujons = $\frac{1853}{69} = 27$ par demi-partie.
- Espacement Max = $\frac{6000}{27} \approx 222 \text{ mm}$
- Degré minimum de connexion.
 Pour $L = 12 \text{ m}$

$\frac{N}{N_f} \geq 0.25 + 0.03 L = 0.25 + 0.03 \times 12 = 0.61$

- Degré de connexion si $M_{sd} = M_{e.ed} = \text{zone centrale}$.
 m alors = $\frac{1853}{2727} = 0.68 > 0.61 \checkmark \text{ ok}$

5.1.8- Armatures transversale : A_{smin} .

$A_s \geq 0.002 \times 80 \times 1000 = 160 \text{ mm}^2/m$

Armature $\phi 8$ tous les 250 mm

* Cisaillement longitudinal de la dalle / m : NB: connecteurs aux extrémités de la poutre en considérant 2 plans de cisaillement

$V_{sd} = \frac{69}{2} \times \frac{1000}{150} = \frac{P_{ed}}{2} \times \frac{1000}{b_d}$
 $= 230 \text{ kN/m}$

$A_{cy} = 2 \times 80 \times 10^3 = 160 \cdot 10^3 \text{ mm}^2/m$

$\eta = 0.3 + 0.7 \left(\frac{8}{24} \right) = 0.3 + 0.7 \left(\frac{18}{24} \right) = 0.825$

$f_{ctk} = 1.5 \text{ MPa}$

$A_e = 201 \text{ mm}^2/m$

$f_{sk} = 500 \text{ MPa}$

$$A_p = \frac{1000}{150} \left(50 + 50 + 2 \sqrt{(50^2 + 25^2)} \right) \times 1 = 1412$$

$$f_{yp} = 280 \text{ MPa}$$

$$V_{rd,1} = 2.5 A_{cv} \eta \left(\frac{0.25 f_{ctk}}{\gamma_c} \right) + A_e \frac{f_{sk}}{\gamma_s} v_{pd}$$

$$= 2.5 A_{cv} \eta \left(\frac{0.25 f_{ctk}}{\gamma_c} \right) + A_e \frac{f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{A_p \cdot f_{yp}}{\gamma_{ap}}$$

$$= \left(2.5 \times 160 \cdot 10^3 \times 0.825 \left(\frac{0.25 \times 1.5}{1.5} \right) + 201 \frac{500}{1.15} + 1412 \frac{280}{1.10} \right) \times 10^{-3}$$

$$= \left(82.5 \cdot 10^3 + 87.4 \cdot 10^3 + 355.4 \cdot 10^3 \right) \times 10^{-3}$$

$$= 529 \text{ kN/m}$$

$$V_{rd,2} = 0.2 A_{cv} \eta \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} + v_{pd}$$

$$= 0.2 A_{cv} \eta \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} + \frac{A_p \cdot f_{yp}}{\gamma_{ap}}$$

$$= \left(0.2 \times 160 \cdot 10^3 \times 0.825 \frac{25}{1.5} + 1412 \times \frac{280}{1.10} \right) \times 10^{-3}$$

$$= \left(440 \times 10^3 + 359 \times 10^3 \right) \times 10^{-3}$$

$$= 799 \text{ kN/m}$$

on prend donc $V_{rd} = 529 > V_{sol}$ ✓

La vérification en service se fait de la même manière que l'exercice 1