

Exemple d'application de l'EN 1994- 12: Poutre mixte

P. Schaumann, T. Trautmann

University of Hannover – Institute for Steel Construction, Hannover, Germany

1 OBJECTIF

Il s'agit de vérifier la résistance au feu d'une poutre mixte sur deux appuis simples d'un bâtiment de type bureau. La poutre est soumise à une charge uniformément répartie (figure 1) et protégée contre le feu par produit projeté (protection par contour). La dalle de béton protège la partie supérieure de la poutre métallique qui est exposée au feu seulement sur trois faces. La résistance au feu exigée est R60

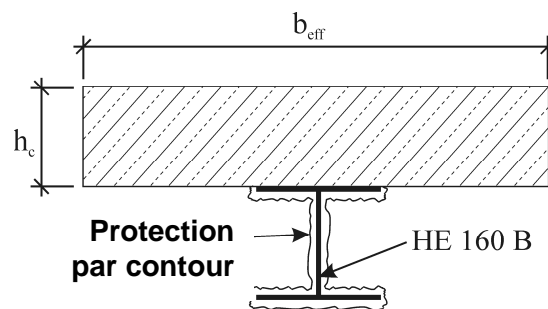
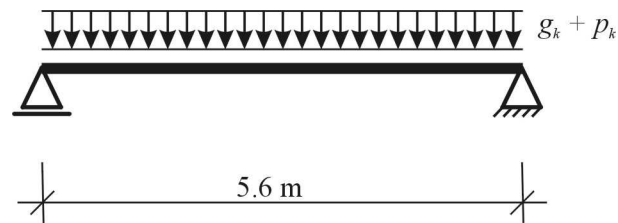


Figure 2 : Section transversale

Caractéristiques géométriques et de matériaux

Poutre :

Profilé :	Section laminée HE 160 B
Nuance d'acier :	S 355
Hauteur :	$h = 160$ mm
Hauteur de l'âme :	$h_w = 134$ mm

Largeur :	$b = b_1 = b_2 = 160 \text{ mm}$
Épaisseur de l'âme :	$e_w = 8 \text{ mm}$
Épaisseur des semelles :	$e_f = e_1 = e_2 = 13 \text{ mm}$
Aire de la section :	$A_a = 5430 \text{ mm}^2$
Limite d'élasticité :	$f_{y,a} = 355 \text{ N/mm}^2$

Dalle :

Classe du béton :	C 25/30
Hauteur :	$h_c = 160 \text{ mm}$
Largeur efficace :	$b_{eff} = 1400 \text{ mm}$
Résistance à la compression :	$f_c = 25 \text{ N/mm}^2$
Module d'élasticité :	$E_{cm} = 29,000 \text{ N/mm}^2$

Connecteur :

Nombre :	$n = 34$ (équidistant)
Diamètre :	$d = 22 \text{ mm}$
Résistance en traction :	$f_u = 500 \text{ N/mm}^2$

Protection contre le feu :

Matériau :	Produit projeté
Épaisseur :	$d_p = 16 \text{ mm}$

Charges :

Charge permanentes :

Poids propre :	$g_k = 20,5 \text{ kN/m}$
Charge de finition :	$g_k = 7,5 \text{ kN/m}$

Charges variables :

Charges d'exploitation :	$p_k = 15,0 \text{ kN/m}$
--------------------------	---------------------------

2 RESISTANCE AU FEU DE LA POUTRE MIXTE

2.1 Actions mécaniques en situation d'incendie

EN 1991-1-2

La combinaison d'actions mécaniques en situation d'incendie doit être calculée comme une situation accidentelle :

$$E_d = E \left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right)$$

§ 4.3

Le coefficient de combinaison pour les actions variables principales pour les bâtiments de type bureau est $\psi_{1,1} = 0,5$.

La valeur de calcul de l'effet des actions en situation d'incendie (moment de flexion) peut être calculée par :

$$M_{f,d} = (1 \times (20,5 + 7,5) + 0,5 \times 15) \times \frac{5,6^2}{8} = 138,2 \text{ kNm}$$

2.2 Calcul des températures dans la section transversale

EN 1994-1-2

Lorsqu'une poutre mixte acier-béton non enrobée est soumise à l'incendie conventionnel, son échauffement est supposé uniforme sur la longueur et peut être déterminé en considérant différentes parties distinctes pour le profilé en acier et la dalle de béton. Dans l'exemple traité, le profilé en acier est décomposé en trois parties indépendantes les unes des autres : à savoir la semelle inférieure, l'âme et la semelle supérieure.

§ 4.3.4.2

Les étapes utilisées pour calculer les températures de chaque partie de la poutre sont les suivantes :

- Détermination du facteur de massivité, et
- Détermination de la température correspondante.

Températures du profilé en acier :

Les températures de la semelle inférieure, de l'âme et de la semelle supérieure du profilé en acier peuvent être directement déterminées en fonction de leurs facteurs des massivité en utilisant un monogramme de température.

Les facteurs de massivité sont calculés de la manière suivante :

Semelle inférieure :

$$\left(\frac{A_p}{V}\right)_l = \frac{2 \cdot (b_1 + e_1)}{b_1 \cdot e_1} = \frac{2 \cdot (0.16 + 0.013)}{0.16 \cdot 0.013} = 166.3 \text{ m}^{-1}$$

§ 4.3.4.2

Âme:

$$\left(\frac{A_p}{V}\right)_w = \frac{2 \cdot (h_w)}{h_w \cdot e_w} = \frac{2 \cdot (0.134)}{0.134 \cdot 0.008} = 250.0 \text{ m}^{-1}$$

Semelle supérieure (lorsqu'au moins 85% de la semelle supérieure du profilé en acier sont en contact avec la dalle de béton) :

$$\left(\frac{A_p}{V}\right)_u = \frac{(b_2 + 2 \cdot e_2)}{b_2 \cdot e_2} = \frac{(0.16 + 2 \cdot 0.013)}{0.16 \cdot 0.013} = 89.4 \text{ m}^{-1}$$

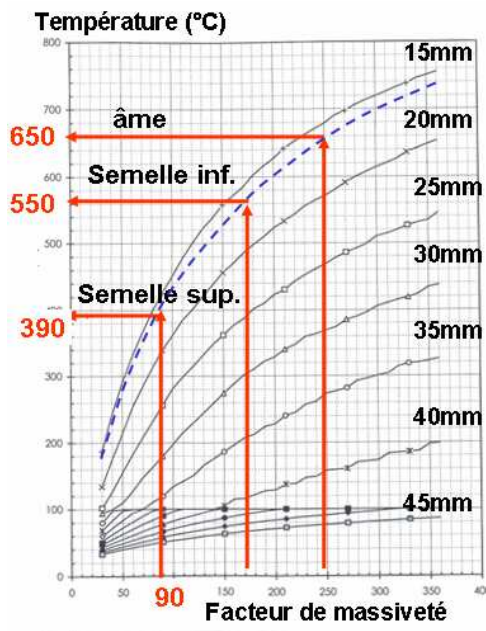


Figure 3 : Détermination des températures maximales atteintes dans l'acier

Les températures déterminées à partir l'abaque donné pour une durée d'exposition au feu de 60 minutes dans le procès verbal qualifiant le produit de protection utilisé (voir figure 3) sont regroupées dans le tableau 1. Il est à

noter dans l'utilisation des abaques que pour des valeurs intermédiaires d'épaisseur de protection, l'interpolation linéaire est autorisée entre deux courbes, ce qui est le cas ici.

	$\left(\frac{A_p}{V}\right)_i$	$\theta_{a,max,60}$ [°C]
Semelle supérieure	715	390
Âme	2000	650
Semelle	1330	550

Tableau 1 : Températures de la semelle inférieure, de l'âme et de la semelle supérieure

Températures de la dalle de béton :

La distribution des températures n'est pas uniforme sur l'épaisseur de la dalle béton. Par conséquent, la résistance à la compression du béton varie le long de l'épaisseur. Pour les températures inférieures à 250°C, la résistance à la compression du béton est considérée ne pas être réduite. Au-delà de cette température, la résistance à la compression doit être corrigée à l'aide d'un facteur de réduction $k_{c,\theta}$.

La distribution des températures sur l'épaisseur de la dalle béton peut-être déterminée à partir du tableau 2, en décomposant la dalle par bande de 10 mm d'épaisseur.

EN 1994-1-2

§ D.3

haut x [mm]	température θ_c [°C] après une durée d'exposition au feu en minutes de					
	30'	60'	90'	120'	180'	240'
5	535	705				
10	470	642	738			
15	415	581	681	754		
20	350	525	627	697		
25	300	469	571	642	738	
30	250	421	519	591	689	740
35	210	374	473	542	635	700
40	180	327	428	493	590	670
45	160	289	387	454	549	645
50	140	250	345	415	508	550
55	125	200	294	369	469	520
60	110	175	271	342	430	495
80	80	140	220	270	330	395
100	60	100	160	210	260	305

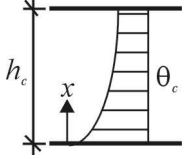


Tableau 2 : Distribution de la température dans une dalle pleine de 100mm d'épaisseur en béton de masse volumique normale et non isolée (voir EN 1994-1-2, Annexe D.3, Tableau D.5)

2.3 Vérification de la résistance par la méthode de calcul simplifiée

Après la détermination du champ de température en section, la résistance au feu de la poutre mixte est évaluée en appliquant la méthode du moment résistant (Annexe E)

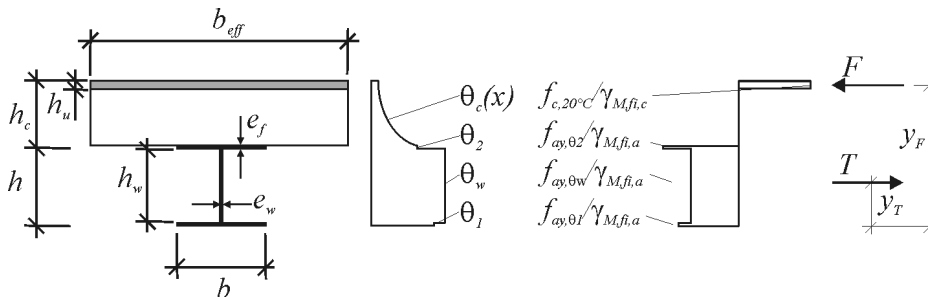


Figure 3: Principe du calcul du moment résistant

Avant de calculer la résistance au feu de la poutre, il est nécessaire de calculer, en fonction des températures précédentes, la résistance $f_{ay,\theta}$ (résistance effective) des trois parties du profilé en acier en utilisant le tableau 3.2 du paragraphe 3.2.1 du EN 1994-1-2.

Tous calculs effectués, on obtient :

	$\theta_{a,max,60}$ [°C]	$k_{y,\theta}$ [-]	$f_{ay,\theta}$ [kN/cm ²]
Semelle supérieure	390	1.00	35.5
Âme	650	$(0.47 + 0.23)/2 = 0.35$	12.4
Semelle inférieure	550	$(0.78 + 0.47)/2 = 0.625$	22.2

Tableau 3 : Résistances réduites du profilé en acier

En général, comme le montre la figure 3, le profilé en acier est en traction. Cet effort de traction T peut être calculé de la manière suivante :

§ E.1

$$T = \frac{f_{ay,\theta 1} \cdot (b \cdot e_f) + f_{ay,\theta w} \cdot (h_w \cdot e_w) + f_{ay,\theta 2} \cdot (b \cdot e_f)}{\gamma_{M,fi,a}}$$

$$= \frac{22.2 \cdot (16 \cdot 1.3) + 12.4 \cdot (13.4 \cdot 0.8) + 35.5 \cdot (16 \cdot 1.3)}{1.0}$$

$$= 1333.1 \text{ kN}$$

Le point d'application de cet effort de traction (par rapport à la semelle inférieure) est donné par la relation suivante :

$$y_T = \frac{f_{ay,\theta 1} \cdot \left(b \cdot \frac{e_f^2}{2} \right) + f_{ay,\theta w} \cdot (h_w \cdot e_w) \cdot \left(e_f + \frac{h_w}{2} \right) + f_{ay,\theta 2} \cdot (b \cdot e_f) \cdot \left(h - \frac{e_f}{2} \right)}{T \cdot \gamma_{M,fi,a}}$$

$$= \frac{22.2 \cdot \left(16 \cdot \frac{1.3^2}{2} \right) + 12.4 \cdot (13.4 \cdot 0.8) \cdot \left(1.3 + \frac{13.4}{2} \right) + 35.5 \cdot (16 \cdot 1.3) \cdot \left(16 - \frac{1.3}{2} \right)}{1333.1 \cdot 1.0}$$

$$= 9.53 \text{ cm}$$

Dans le cas d'une poutre sur appuis simples, il est nécessaire de vérifier que la valeur de l'effort de traction est inférieure à la valeur suivante :

$$T \leq N \cdot P_{fi,Rd}$$

Où :

- N est le nombre de connecteurs dans une des longueurs critiques de la poutre, et
- $P_{fi,Rd}$ est la résistance au cisaillement de calcul en situation d'incendie d'un connecteur.

Pour calculer la résistance au cisaillement en situation d'incendie d'un connecteur, différents paramètres doivent être calculés : les facteurs de réduction $k_{u,\theta}$ et $k_{c,\theta}$ et les résistances au cisaillement à température ambiante des connecteurs $P_{Rd,1}$ et $P_{Rd,2}$.

Les températures θ_v [°C] des connecteurs et θ_c [°C] du béton nécessaires au calcul des facteurs de réduction $k_{u,\theta}$ et $k_{c,\theta}$ peuvent être prises respectivement égales à 80% et 40% de la température de la semelle supérieure du profilé en acier (voir § 4.3.4.2.5 (2) du EN 1994-1-2)

A partir du tableau 3.2 et du tableau 3.3 du § 3.2.1 du EN 1994-1-2, les facteurs de réduction $k_{u,\theta}$ et $k_{c,\theta}$ sont les suivants :

$$\theta_v = 0.8 \cdot 390 = 312 \text{ °C}$$

$$\Rightarrow k_{u,\theta} = 1.0$$

$$\theta_c = 0.4 \cdot 390 = 156 \text{ °C}$$

$$\Rightarrow k_{c,\theta} = 0.98$$

Les résistances au cisaillement à température ambiante d'un connecteur sont calculées conformément à l'EN 1994-1-1 de la manière suivante :

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M,fi,v}} \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 0.8 \cdot \frac{50.0}{1.0} \cdot \frac{\pi \cdot 2.2^2}{4} = 152 \text{ kN}$$

§ 6.3.2.1

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_c \cdot E_{cm}}}{\gamma_{M,fi,v}} = 0.29 \cdot 1.0 \cdot 2.2^2 \cdot \frac{\sqrt{2.5 \cdot 2900}}{1.0} = 120 \text{ kN}$$

Finalement, la résistance au cisaillement en situation d'incendie des connecteurs correspond à la plus petite des valeurs suivantes :

EN 1994-1-2

$$P_{fi,Rd} = \min \begin{cases} P_{fi,Rd,1} = 0.8 \cdot k_{u,\theta} \cdot P_{Rd,1} = 0.8 \cdot 1.0 \cdot 152 = 121.6 \text{ kN} \\ P_{fi,Rd,2} = k_{c,\theta} \cdot P_{Rd,2} = 0.98 \cdot 120 = 117.6 \text{ kN} \quad \leftarrow \text{relevant} \end{cases}$$

§ 4.3.4.2

Concernant la poutre en question, la limitation de l'effort de traction est bien satisfaite puisque :

$$1333.1 \text{ kN} < 34/2 \cdot 117.6 = 1999.2 \text{ kN}$$

§ E.1

La hauteur de la partie en compression de la dalle de béton peut être calculée à partir de l'équilibre des efforts dans la section et en considérant dans un premier temps que la zone comprimée de béton a une température inférieure à 250°C, et donc qu'il n'y a pas de réduction de la résistance du béton.

L'épaisseur de la zone comprimée h_u est déterminée par :

$$h_u = \frac{T}{b_{eff} \cdot f_c / \gamma_{M,fi,c}} = \frac{1333.1}{140.0 \cdot 2.5 / 1.0} = 3.8 \text{ cm},$$

en prenant une largeur participante de dalle b_{eff} égale à celle utilisée à froid.

Avant de poursuivre l'analyse, il est nécessaire de vérifier, sur la base du tableau 2, que la température du béton dans la zone comprimée est bien inférieure à 250°C. Si tel est le cas, h_u reste inchangée ; sinon, il est nécessaire de recalculer h_u en mettant en œuvre une procédure itérative pour prendre en compte la diminution de la résistance du béton avec la température.

Dans l'exemple traité, si l'on regarde l'échauffement de la dalle de béton pour une épaisseur (distance x) de:

$$(h_c - h_u) = 16 - 3.8 = 12.2 \text{ cm},$$

Selon le tableau 2, on constate que cette zone de béton comprimée à une température maximale inférieure à 100°C. Par conséquent, h_u reste inchangée et il n'y a pas lieu d'affecter une résistance réduite à la zone comprimée.

Le point d'application (par rapport à la semelle inférieure) de l'effort de compression est :

$$y_F = h + h_c - (h_u/2) = 16 + 16 - (3.8/2) = 30.1 \text{ cm}$$

et le moment résistant:

$$M_{fi,Rd} = T \cdot (y_F - y_T) = 1333.1 \cdot (30.1 - 9.53) \cdot 10^{-2} = 274.2 \text{ kNm}$$

Vérification:

On compare le moment résistant et le moment appliqué à la poutre :

$$138.2 / 274.2 = 0.5 < 1 \quad \checkmark$$

La condition de stabilité au feu de la poutre est donc remplie.

REFERENCES

- EN 1991, *Eurocode 1: Actions sur les structures – Partie 1-2: Actions générales – Actions sur les structures exposée au feu*, Bruxelles: CEN, Novembre 2002.
- EN 1994, *Eurocode 4: Calcul des structures mixtes acier-béton – Partie 1-1: Règles générales et Règles pour les bâtiments*, Bruxelles: CEN, Janvier 2004.
- EN 1994, *Eurocode 4: Calcul des structures mixtes acier-béton – Partie 1-2: Règles Générales – Calcul du comportement au feu*, Bruxelles: CEN, Octobre 2003.