

Példa az EN 1991 1-2 részéhez: Szobatüzek

P. Schaumann, T. Trautmann

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

1 FELADAT

Egy tűz által teljesen elborított iroda léghőmérsékletének meghatározása. A szoba, amelyet az „Irodai Szimuláció” vizsgálatához kiválasztottunk, egy cardingtoni épület szimulációs szobája. A tervezett hőmérsékletek a teljesen tűzbe borult szoba esetén a 3. táblázatban megtalálhatóak, ezekhez lehet a számításokban kapott eredményeket viszonyítani.

Egy természetes tűzmodellt választottunk a léghőmérséklet számításához. A kamratüzek módszerét alkalmazhatjuk a meggyulás után kialakult tűzhöz. Egy egyszerű paraméteres hőmérséklet-idő görbe számítási módszer adott az EN 1991-1-2 A mellékletében.



1. ábra: Cardingtoni épület (baloldalt) és a „szimulációs iroda” szobája (jobbaldalt)

Alapterület:	$A_f = 135 \text{ m}^2$
Teljes körbezárt terület:	$A_t = 474 \text{ m}^2$
Vertikális-kijáratok teljes területe:	$A_v = 27 \text{ m}^2$
Vertikális-kijárat tényező:	$\alpha_v = 0.2$
Horizontális-kijárat tényező:	$\alpha_h = 0.0$
Magasság:	$H = 4.0 \text{ m}$
Átlagos ablakmagasság:	$h_{eq} = 1.8 \text{ m}$ (feltételezés)
Könnyűsúlyú beton:	$\rho = 1900 \text{ kg/m}^3$
	$c = 840 \text{ J/kgK}$

Tűznövekedési arány: $\lambda = 1.0 \text{ W/mK}$
közepes

2 A TŰZTERHELÉS ARÁNYÁNAK MEGHATÁROZÁSA

EN 1991-1-2

A tűzterhelés arányának meghatározásához az EN 1991-1-2 E melléklete tartalmazza a számítási modellt. A tervezett terhelési arány szintén megadható a nemzeti tűzterhelési osztályban a természetes tüzesetek lakók száma szerint és/vagy tapasztalati értékeknek megfelelően kategorizálva.

Ehhez a példához a második módszert választottuk:

$$q_{f,d} = q_{f,k} \cdot m \cdot \delta_{q1} \cdot \delta_{q2} \cdot \delta_n$$

E.1 melléklet

ahol:

m az égés tényezője

δ_{q1} a tűz aktiválásának veszélyességét és a kamra méreteit tartalmazó tényező

δ_{q2} A lakók osztályát és a tűz kialakulásának kockázatát magába foglaló tényező.

δ_n A különböző aktív tűzvédelmi eszközöket magába foglaló tényező.

A tűzterhelés 20 %-át műanyag, 11 %-át papír és 69 %-át faanyagok alkotják. Ezért az égési tényező:

$$m = 0.8$$

A δ_{q1} tényező tartalmazza a kamraméret szerinti tűzkialakulás veszélyét, amelyek az 1. táblázatban adottak.

1. táblázat: Tűz kialakulásának kockázata a kamra méretétől függően (lásd EN 1991-1-2, E.1 táblázat)

	Kamra alapterülete A_f [m ²]				
	≤ 25	≤ 250	≤ 2500	≤ 5000	$\leq 10,000$
Tűz kialakulásának veszélye	1.10	1.50	1.90	2.00	2.13
δ_{q1}					

$$\delta_{q1} = 1.5$$

A δ_{q2} tényező tartalmazza a kamra típusa szerinti tűzgyulladás rizikót, amely adott a 2. táblázatban.

1. táblázat: A kamra típus szerinti tűzgyulladás rizikó (lásd EN 1991-1-2, E.1 táblázat)

Tűzgyulladás veszélye δ_{q2}	Kamrák példái
0.78	art-galéria, múzeum, uszoda
1.00	irodák, hotel, papírgyár,
1.22	gépipari gyár
1.44	kémiai labor, festékbolt
1.66	festék vagy tűzijáték gyár

$$\delta_{q2} = 1.0$$

A tényező több, különböző tűzmegeelőzési alkalmazást vesz figyelembe, így számítható a:

$$\delta_n = \prod_{i=1}^{10} \delta_{ni}$$

A δ_{ni} tényező adott a 3. táblázatban.

2. táblázat: δ_{ni} tényezők (lásd EN 1991-1-2, E.2 táblázat)

δ_{ni} aktív tűzvédelmi berendezések szerint			
Automatikus tűzoltás	Automata vízlocsoló rendszer	δ_{n1}	0.61
		0	1.0
	Független vízellátás	δ_{n2}	1 2 0.87 0.7
Automatikus tűzérzékelés	Automatikus tűzérzékelés és riasztás	δ_{n3}	hőre 0.87
		δ_{n4}	füstre 0.73
Manuális tűzoltás	Automatikus tűzoltósági riasztás	δ_{n5}	0.87
	Belső tűzoltóság	δ_{n6}	0.61
	Külső tűzoltóság	δ_{n7}	0.78
	Biztonsági útvonalak	δ_{n8}	0.9 vagy 1.0 vagy 1.5
	Tűzoltó eszközök	δ_{n9}	1.0 vagy 1.5
	Füstelvezető rendszer	δ_{n10}	1.0 vagy 1.5

$$\delta_n = 1.0 \cdot 0.73 \cdot 0.87 \cdot 0.78 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 0.50$$

A karakterisztikus tűzterhelés kiszámításához először definiáljuk a karakterisztikus tűzterhelést:

$$Q_{fi,k} = \sum M_{k,i} \cdot H_{ui} \cdot \psi_i$$

ahol:

$M_{k,i}$ Az éghető anyagok mennyisége [kg]

H_{ui} A kalorizált érték [MJ/kg], lásd EN 1991-1-2, E.3 táblázat

ψ_i Az opcionális tűzterhelés becsült értéke

A teljes tűzterhelési érték körülbelül 46 kg faanyag/m², így a karakterisztikus tűzterhelés:

$$Q_{fi,k} = (135 \cdot 46) \cdot 17.5 \cdot 1.0 = 108,675 \text{ MJ}$$

A karakterisztikus tűzterhelés eloszlása meghatározható:

$$q_{f,k} = Q_{fi,k} / A_f = 108,675 / 135 = 805 \text{ MJ/m}^2$$

A tervezési értéke a karakterisztikus tűzterhelés eloszlásnak számítható:

$$q_{f,d} = 805 \cdot 0.8 \cdot 1.5 \cdot 1.0 \cdot 0.5 \\ = 483.0 \text{ MJ/m}^2$$

E.2 melléklet

3 A PARAMÉTERES HŐMÉRSÉKLET-IDŐ GÖRBE SZÁMÍTÁSA

A melléklet

Meghatározható, ha a teljesen kifejlődött tűz szabályozható az égésanyag mennyiségével, vagy a szellőzéssel. Ebben az esetben a kijáratok tényezője és a karakterisztikus tűzterhelés eloszlás tervezett értékéhez meg kell határozunk a teljes felületet:

$$O = \sqrt{h_{eq}} \cdot A_v / A_t = \sqrt{1.8} \cdot 27 / 474 = 0.076 \text{ m}^{1/2} \begin{cases} \geq 0.02 \\ \leq 0.2 \end{cases}$$

és

$$q_{t,d} = q_{f,d} \cdot A_f / A_t = 483.0 \cdot 135 / 474 = 137.6 \text{ MJ/m}^2$$

A meghatározás, ha a tűz égésanyag mennyiségével, vagy a szellőzéssel szabályozható:

$$0.2 \cdot 10^{-3} \cdot q_{t,d} / O = 0.2 \cdot 10^{-3} \cdot 137.6 / 0.076 = 0.362 \text{ h} > t_{\text{lim}} = 0.333 \text{ h}$$

⇒ A tűz szellőzéssel szabályozott

A hőmérséklet-idő görbe hevítési és hűlési szakaszainak meghatározásához szükségünk van a b tényezőre. Ez a tényező tartalmazza a termikus abszorpcióképességet a peremhatároknál. A sűrűség, a fajhő, a hővezetési tényező a határoknál a normál hőmérsékletnek megfelelő értékűek. A padlózat, a falak és a lemezek könnyűbetonból készültek.

$$b = \sqrt{\rho \cdot c \cdot \lambda} = \sqrt{1900 \cdot 840 \cdot 1.0} = 1263.3 \frac{\text{J}}{\text{m}^2 \text{s}^{1/2} \text{K}} \begin{cases} \geq 100 \\ \leq 2200 \end{cases}$$

A hőmérséklet-idő görbe a hevítés szakaszában adott:

$$\theta_g = 20 + 1325 \cdot \left(1 - 0.324 \cdot e^{-0.2 \cdot t^*} - 0.204 \cdot e^{-1.7 \cdot t^*} - 0.472 \cdot e^{-19 \cdot t^*} \right)$$

Ha szellőzés vezérelt, a t^* számítható:

$$t^* = t \cdot \Gamma$$

ahol:

$$\Gamma = \frac{(O/b)^2}{(0.04/1160)^2} = \frac{(0.076/1263.3)^2}{(0.04/1160)^2} = 3.04$$

Ezek után kiszámíthatjuk a hevítés szakaszát:

$$\theta_g = 20 + 1325 \cdot \left(1 - 0.324 \cdot e^{-0.2 \cdot (3.04 \cdot t)} - 0.204 \cdot e^{-1.7 \cdot (3.04 \cdot t)} - 0.472 \cdot e^{-19 \cdot (3.04 \cdot t)} \right)$$

A hűlési szakasz számításakor a maximális hőmérséklet szükséges.

$$\theta_{\max} = 20 + 1325 \cdot \left(1 - 0.324 \cdot e^{-0.2 \cdot t_{\max}^*} - 0.204 \cdot e^{-1.7 \cdot t_{\max}^*} - 0.427 \cdot e^{-19 \cdot t_{\max}^*}\right)$$

ahol:

$$t_{\max}^* = t_{\max} \cdot \Gamma$$

A t_{\max} idő az alábbiak szerint határozható meg, ahol t_{\lim} adott a 4. táblázatban:

$$t_{\max} = \max \begin{cases} 0.2 \cdot 10^{-3} \cdot q_{t,d} / O = 0.2 \cdot 10^{-3} \cdot 137.6 / 0.076 = 0.363 \text{ h} \\ t_{\lim} = 0.333 \text{ h} \end{cases}$$

3. táblázat. A t_{\lim} idő különböző tűzterjedési mértékekre

	Lassú tűznövekedési arány	Közepes tűznövekedési arány	Gyors tűznövekedési arány
t_{\lim} [h]	0.417	0.333	0.250

A t_{\max}^* -ot úgy számítjuk, hogy:

$$t_{\max}^* = 0.363 \cdot 3.04 = 1.10 \text{ h}$$

A maximális hőmérséklet kiszámítható, mint:

$$\begin{aligned} \theta_{\max} &= 20 + 1325 \cdot \left(1 - 0.324 \cdot e^{-0.2 \cdot 1.10} - 0.204 \cdot e^{-1.7 \cdot 1.10} - 0.427 \cdot e^{-19 \cdot 1.10}\right) \\ &= 958.8 \text{ °C} \end{aligned}$$

A hűlési szakasz alatt, t^* és a t_{\max}^* kiszámítható, mint:

$$t^* = t \cdot \Gamma = t \cdot 3.04 \quad [\text{h}]$$

$$t_{\max}^* = \left(0.2 \cdot 10^{-3} \cdot q_{t,d} / O\right) \cdot \Gamma = 1.10 \text{ h}$$

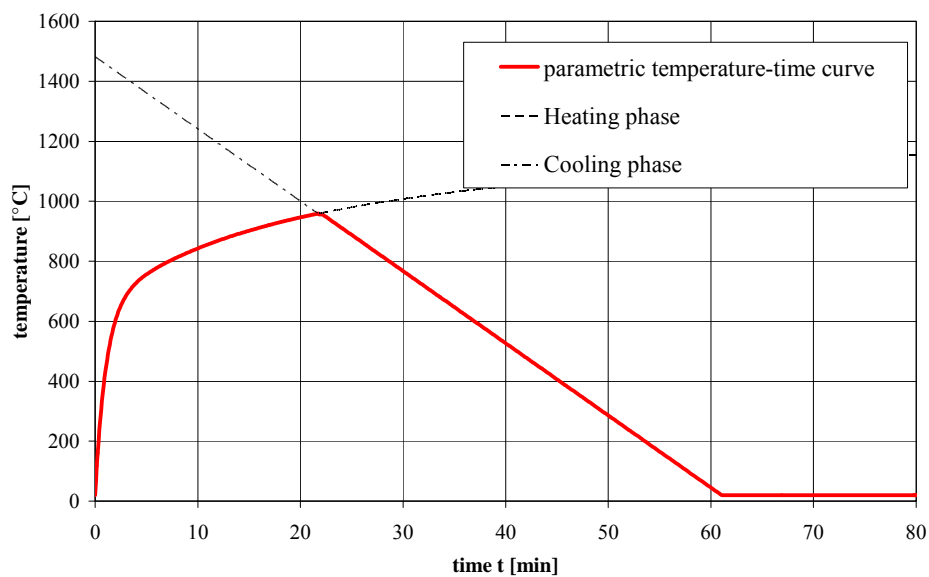
A hőmérséklet-idő görbe a hűlési szakaszban $0.5 \leq t_{\max}^* \leq 2.0$ közé esik, melyet megkapunk, mint:

$$\begin{aligned} \theta_g &= \theta_{\max} - 250 \cdot (3 - t_{\max}^*) \cdot (t^* - t_{\max}^* \cdot x) \\ &= 958.8 - 250 \cdot (3 - 1.10) \cdot (t \cdot 3.04 - 1.10 \cdot 1.0) \end{aligned}$$

ahol:

$$t_{\max} > t_{\lim} \quad x = 1.0$$

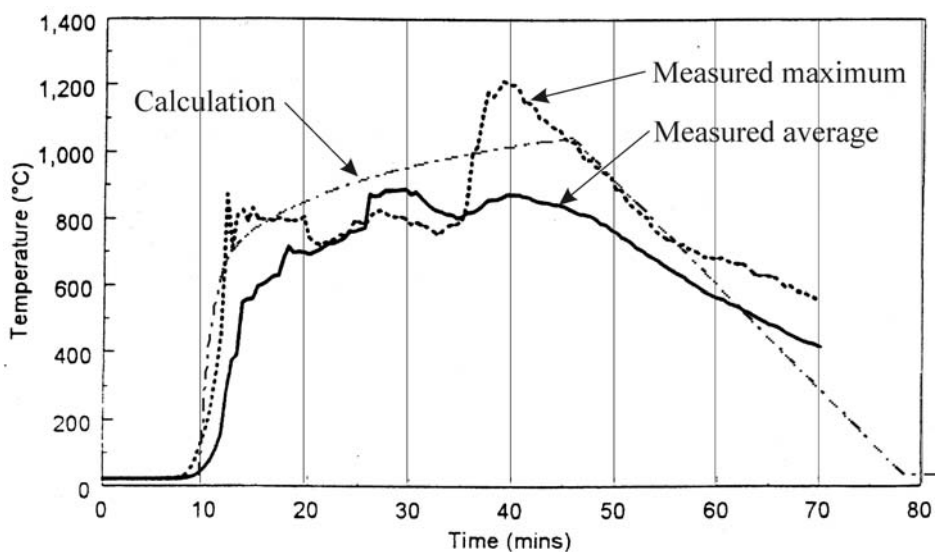
A paraméteres hőmérséklet-idő görbén ábrázolt hevítési és hűlési szakaszok kombinációja a 2. ábrán látható.



2. ábra: Az iroda léghőmérséklete a paraméteres hőmérséklet-idő görbe segítségével végzett számítások szerint.

4 A SZÁMÍTÁSOK ÉS A TŰZTESZTEK ÖSSZEHASONLÍTÁSA

Hogy a számításokat és a tűzteszteket összehasonlítsuk, a δ_1 , δ_2 és a δ_{ni} tényezőt ki 1.0 –ra kell beállítani. (lásd 3 ábra).



3. ábra: A mért és a számított hőmérséklet-idő görbék összehasonlítása

HIVATKOZÁSOK

EN 1991, *Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire*, Brussels: CEN, November 2002

The Behaviour of multi-storey steel framed buildings in fire, Moorgate: British Steel plc, Swinden Technology Centre, 1998

Valorisation Project: Natural Fire Safety Concept, Sponsored by ECSC, June 2001

Példa az EN 1991 1-2 részhez: Lokalizált tűz

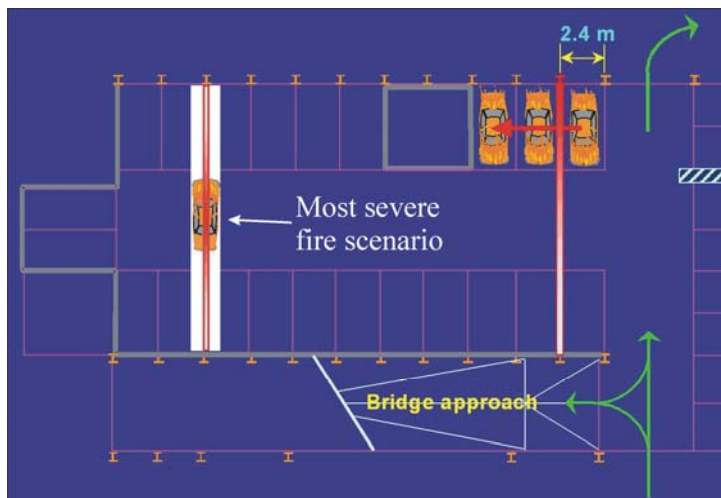
P. Schaumann, T. Trautmann

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

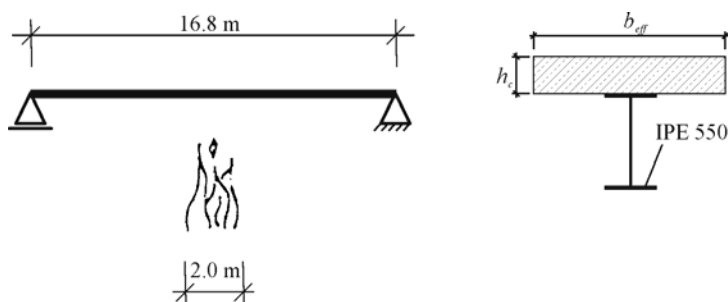
1 FELADAT

A acélgerenda hőmérsékletét kell meghatározni. Egy földalatti autóparkoló része a luxemburgi Auchanban. A parkoló gerendái tűzvédelmi burkolat nélküliek. A legpontosabb tűzvédelmi leírás egy lángoló autó esete, amely a parkoló egy gerendájának a közepe alatt áll. (lásd 1 ábra).

Hogy megkapjuk az acél hőmérsékletét a lokalizált, természetes tűz modellet alkalmazzuk.



1. ábra Az Auchan üzletház földalatti autóparkolója



2. ábra Statikus rendszer és a gerenda keresztmetszete

A tűz átmérője:

$$D = 2.0 \text{ m}$$

Függőleges távolság a tűz forrása és a mennyezet között:

$$H = 2.7 \text{ m}$$

Vízszintes távolság a gerenda és a láng tengelyvonala között:

$$r = 0.0 \text{ m}$$

A tűz emissziója:

$$\varepsilon_f = 1.0$$

Konfigurációs tényező:

$$\Phi = 1.0$$

Stephan Boltzmann állandó:

$$\sigma = 5.67 \cdot 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$$

Hőátadás tényező:

$$\alpha_c = 25.0 \text{ W/m}^2\text{K}$$

Acélprofil:

IPE 550

Keresztmetszeti tényező:

$$A_m/V = 140 \text{ 1/m}$$

Elem tömege:

$$\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$$

Emissziós felület:

$$\varepsilon_m = 0.7$$

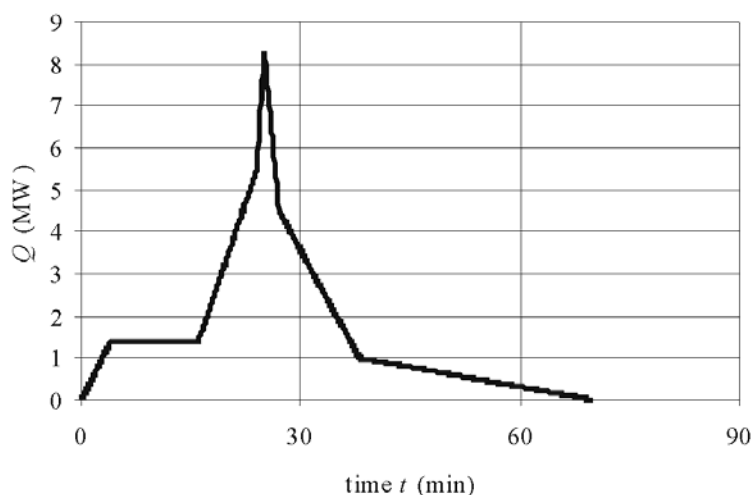
Korrektíós tényező:

$$k_{sh} = 1.0$$

2 HŐELOSZLÁS ARÁNYA

ECSC Project

A hőeloszlási arányt meghatározhatjuk az EN 1991-1-2 E.4 része szerint. A gerenda méretezéséhez a parkolóba egy autó hőeloszlásának adatait az ECSC projektben találhatjuk meg. "Természetes tűz esetére történő acélszerkezetek méretezési fejlesztései ZÁRT AUTÓPARKOLÓKRA" (lásd 3. ábra).



3. ábra Egy autó hőeloszlása

3 ACÉLHŐMÉRSÉKLETEK SZÁMÍTÁSA

EN 1991-1-2

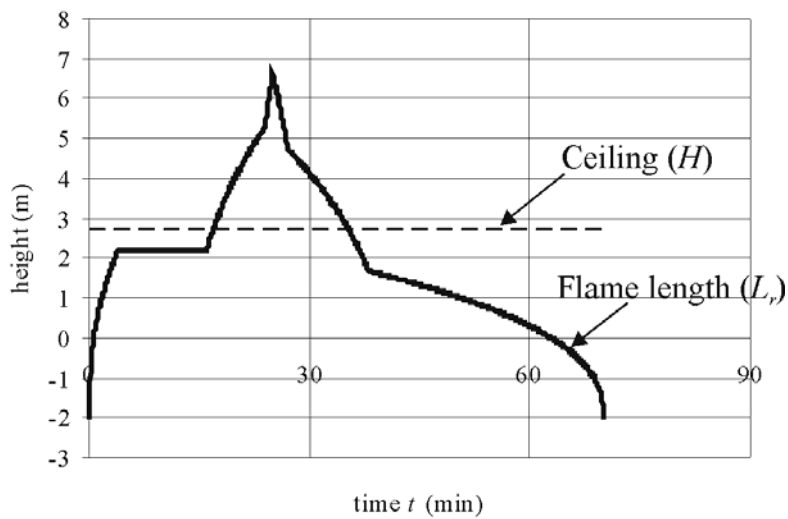
3.1 A láng hosszának meghatározása

Először a láng hosszát kell meghatározni.

$$L_f = -1.02 \cdot D + 0.0148 \cdot Q^{2/5} = -2.04 + 0.0148 \cdot Q^{2/5}$$

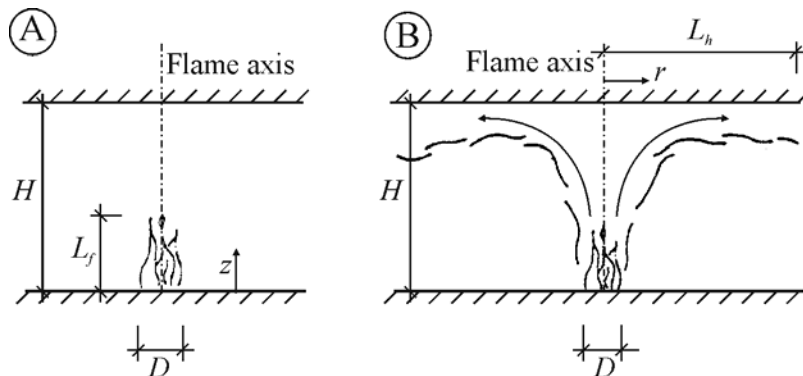
Egy része ennek a funkciónak az értékekkel megtalálható a 3. ábrán. A 4. ábra egy 2.80 m mennyezetmagassággal, a láng eléri a mennyezetet 16.9 min és 35.3 min között (lásd 4. ábra).

C rész



4. ábra A lokalizált tűz lángmagassága

Fontos tudni, hogy ha a láng eléri-e a mennyezetet vagy sem, mert különböző számítási módok alkalmazhatóak két típusnak megfelelően (lásd 5. ábra).



5. ábra Lángmodellek: A láng nem éri el a mennyezetet (A); FA láng eléri a mennyezetet (B)

3.2 A hőáram számítása

3.2.1 1. eset A láng nem éri el a mennyezetet:

A hőáramot az EN 1991-1-2 3.1 részének megfelelően számíthatjuk.

$$\begin{aligned} \dot{h}_{net} &= \alpha_c \cdot (\theta_{(z)} - \theta_m) + \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \cdot \left((\theta_{(z)} + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4 \right) \\ &= 25.0 \cdot (\theta_{(z)} - \theta_m) + 3.969 \cdot 10^{-8} \cdot \left((\theta_{(z)} + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4 \right) \end{aligned}$$

3.1 rész

A léghőmérséklet számítása:

C melléklet

$$\begin{aligned}\theta_{(z)} &= 20 + 0.25 \cdot (0.8 \cdot Q)^{2/3} \cdot (z - z_0)^{-5/3} \leq 900 \text{ }^\circ\text{C} \\ &= 20 + 0.25 \cdot (0.8 \cdot Q)^{2/3} \cdot (4.74 - 0.0052 \cdot Q^{2/5})^{-5/3} \leq 900 \text{ }^\circ\text{C}\end{aligned}$$

ahol:

z a láng tengely mentén mért távolság (2.7 m)

z_0 a virtuális tengelynullpont [m]

$$z_0 = -1.02 \cdot D + 0.0052 \cdot Q^{2/5} = -2.04 + 0.0052 \cdot Q^{2/5}$$

3.2.2 2. eset: A láng eléri a mennyezetet

A hőáramot - ha a láng eléri a mennyezetet – számíthatjuk, mint:

$$\begin{aligned}\dot{h}_{net} &= \dot{h} - \alpha_c \cdot (\theta_m - 20) - \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \cdot ((\theta_m + 273)^4 - (293)^4) \\ &= \dot{h} - 25.0 \cdot (\theta_m - 20) - 3.969 \cdot 10^{-8} \cdot ((\theta_m + 273)^4 - (293)^4)\end{aligned}$$

A hőáram erősen függ az y paramétertől. Különböző y méretekhez különböző egyenletek alkalmazhatóak a hőáram meghatározásához.

ha $y \leq 0.30$:

$$\dot{h} = 100,000$$

ha $0.30 < y < 1.0$:

$$\dot{h} = 136,300 - 121,000 \cdot y$$

ha $y \geq 1.0$:

$$\dot{h} = 15,000 \cdot y^{-3.7}$$

ahol:

$$y = \frac{r + H + z'}{L_h + H + z'} = \frac{2.7 + z'}{L_h + 2.7 + z'}$$

A vízszintes lángszélesség kiszámítható:

$$L_h = \left(2.9 \cdot H \cdot (Q_H^*)^{0.33} \right) - H = \left(7.83 \cdot (Q_H^*)^{0.33} \right) - 2.7$$

ahol:

$$Q_H^* = Q / (1.11 \cdot 10^6 \cdot H^{2.5}) = Q / (1.11 \cdot 10^6 \cdot 2.7^{2.5})$$

A vertikális helyzete a hőforrásnak kiszámítható, mint:

ha $Q_D^* < 1.0$:

$$z' = 2.4 \cdot D \cdot \left((Q_D^*)^{2/5} - (Q_D^*)^{2/3} \right) = 4.8 \cdot \left((Q_D^*)^{2/5} - (Q_D^*)^{2/3} \right)$$

ha $Q_D^* \geq 1.0$:

$$z' = 2.4 \cdot D \cdot \left(1.0 - (Q_D^*)^{2/5} \right) = 4.8 \cdot \left(1.0 - (Q_D^*)^{2/5} \right)$$

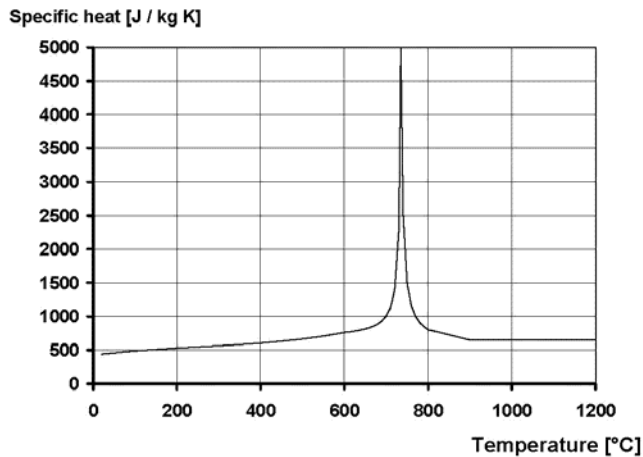
ahol:

$$Q_D^* = Q / (1.11 \cdot 10^6 \cdot D^{2.5}) = Q / (1.11 \cdot 10^6 \cdot 2.0^{2.5})$$

3.3 Az acél hőmérséklet-idő görbe számítása

EN 1993-1-2

A speciális acél fajhője szükséges c_a , hogy az acél hőmérsékletét kiszámolhassuk. A paraméter adott az EN 1993-1-2, 3.4.1.2 részében az acél hőmérsékletétől függően.



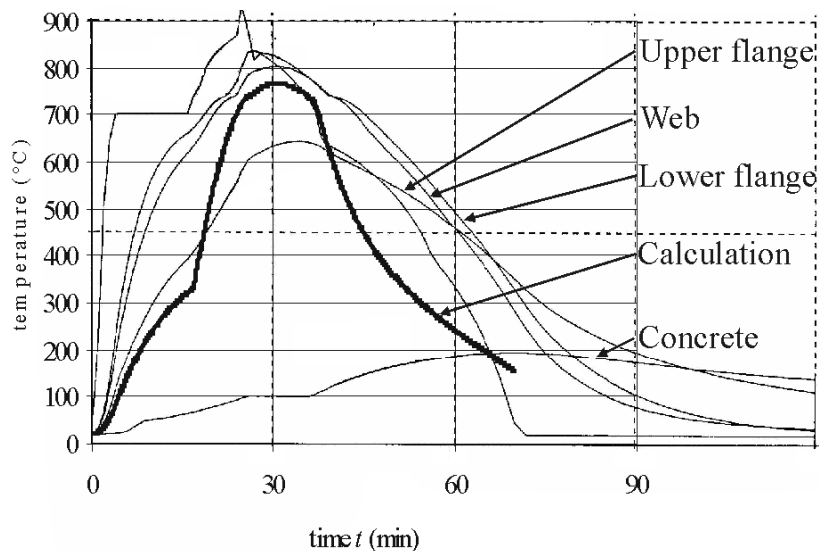
3.4.1.2 rész

6. ábra Speciális fajhője a szénacélnek (lásd EN 1993 1-2 rész, 3.4 ábra)

$$\theta_{a,t} = \theta_m + k_{sh} \cdot \frac{A_m/V}{c_a \cdot \rho_a} \cdot \dot{h}_{net} \cdot \Delta t = \theta_m + \frac{1.78 \cdot 10^{-2}}{c_a} \cdot \dot{h}_{net}$$

4.2.5.1 rész

Az acél hőmérséklet-idő görbe látható a 6. ábrán. A kamra PROFILARBED által végzett véges elemes módszerrel végzett analízis eredményeit is mellékelve tartalmazza az ábra.



7. ábra A PROFILARBED szerint elvégzett hőmérséklet-idő görbe véges elemes módszerrel kapott adatai.

REFERENCIÁK

- EN 1991, *Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire*, Brussels: CEN, November 2002
- EN 1993, *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design*, Brussels: CEN, October 2006
- ECSC Project, *Development of design rules for steel structures subjected to natural fires in CLOSED CAR PARKS*, CEC agreement 7210-SA/211/318/518/620/933, Brussels, June 1996

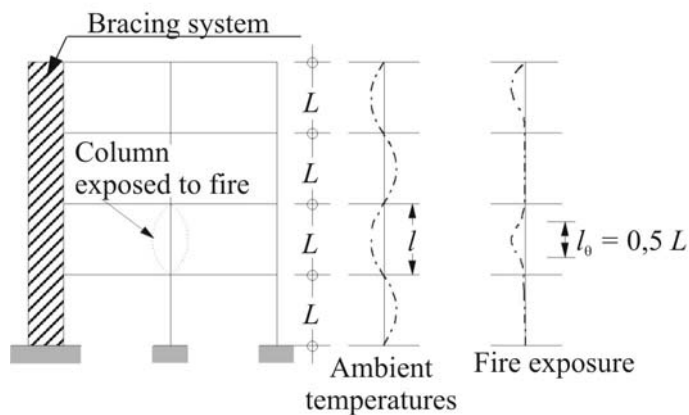
Példa az EN 1993 1-2 részhez: Oszlop tengelyirányú terhelésekkel

P. Schaumann, T. Trautmann

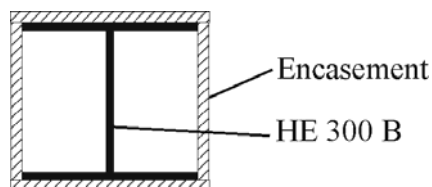
University of Hannover – Institute for Steel Construction, Hannover, Germany

1 FELADAT

A következő példában egy raktárépület oszlopát kell tűzvédelmileg méretezni. Az oszlop egy rácsos szerkezet része, és csatlakozik az alsó és felső oszlopokhoz, melyektől hajlító nyomatékot vesz át. A hossza 3.0 m. Tűz esetére a kihajlási hossz csökkenthető az 1. ábra szerint. A terhelőerők centrikus nyomóerők. Az oszlop minden oldalát éri a tűz. Tűzvédelmi burkolatnak egy gipszből készült négy oldali szekrényszelvényt választottak. Az oszlop előírt tűzvédelmi osztálya R90.



1. ábra Rácsos szerkezet oszlopának kihajlása



2. ábra Oszlop keresztmetszete

Anyagi jellemzők:

Oszlop:

Profil: hengerelt HE 300 B

Acéltípus: S 235

Keresztmetszeti osztály: 1

Folyáshatár: $f_y = 23.5 \text{ kN/cm}^2$
 Keresztszmet terület: $A_a = 149 \text{ cm}^2$
 Rugalmassági modulus: $E_a = 21,000 \text{ kN/cm}^2$
 Inercianyomaték: $I_a = 8560 \text{ cm}^4$ (gyenge tengely)

Burkolat:

Anyaga: gipsz
 Vastagsága: $d_p = 3.0 \text{ cm}$ (tokozás)
 Termikus hővezetése: $\lambda_p = 0.2 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$
 Fajhő: $c_p = 1700 \text{ J/(kg}\cdot\text{K)}$
 Sűrűség: $\rho_p = 945 \text{ kg/m}^3$

Terhelés:

Állandó terhelések: $G_k = 1200 \text{ kN}$
 Változó terhelések: $P_k = 600 \text{ kN}$

2 FIRE RESISTANCE OF COLUMN

2.1 Mechanikai hatások tűzben

EN 1991-1-2

A mechanikai hatások kombinációit a baleseti szituációk szerint foglaljuk össze:

$$E_{dA} = E \left(\sum G_k + A_d + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

4.3 rész

A kombinációs tényező az raktárépületre $\psi_{2,1} = 0.6$. Így a tengelyirányú terhelés meghatározható:

$$N_{fi,d} = 1200 + 0.6 \cdot 600 = 1560 \text{ kN}$$

2.2 A maximális acélhőmérséklet meghatározása

EN 1993-1-2

Az EN 1993-1-2 vizsgálatát alkalmazzuk a szekrényszelvényű acél hőmérsékletének meghatározásához. Szekrényszelvény esetén a keresztmetszeti tényezőt az alábbi módon határozhatjuk meg:

$$A_p/V = 2 \cdot (b + h)/A_a = 2 \cdot (30 + 30) \cdot 10^2 / 149 = 81 \text{ m}^{-1}$$

4.2.5.2 rész

Euro-Nomogram használatával (ECCS No.89), a maximális hőmérséklete $\theta_{a,max,90}$ az acélrudaknak:

$$\left(A_p/V \right) \cdot \left(\lambda_p/d_p \right) = 81 \cdot 0.2/0.03 = 540 \text{ W/m}^3\text{K}$$

ECCS No.89

$$\Rightarrow \theta_{a,max,90} \approx 445 \text{ }^\circ\text{C}$$

2.3 Hőtani ellenőrzés

EN 1993-1-2

Az EN 1993-1-2 ellenőrzése szerint a hőtani ellenőrzés nem megengedett a ha az elemek stabilitását figyelembe kell venni.

2.4 rész

2.4 Szilárdságtani ellenőrzés

A szilárdságtani ellenőrzés tűz esetén egy terhelés kapacitás szerinti összehasonlítást végzünk.

$$E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t}$$

2.4.2 rész

Ebben a példában az ellenőrzést tengelyirányú erőkkel végezzük.

$$N_{fi,d} \leq N_{b,fi,t,Rd}$$

A tervezett ellenállás magas hőmérsékleten számítható úgy mint:

$$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} \cdot A_a \cdot k_{y,\theta,max} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}$$

4.2.3.2 rész

A $\theta_{a,max,90}$ függvényében a redukáló tényezők $k_{y,\theta}$ és $k_{E,\theta}$ adottak a 3.1 táblázatban. Közepes hőmérsékleti értéken lineáris eltolás alkalmazható.

$$k_{y,445^\circ C} = 0.901$$

$$k_{E,445^\circ C} = 0.655$$

A teherbírás tűzben meghatározható a dimenzió nélküli karcsúsági tényezővel.

$$\bar{\lambda}_{fi,\theta} = \bar{\lambda} \cdot \sqrt{k_{y,\theta}/k_{E,\theta}} = 0.21 \cdot \sqrt{0.901/0.655} = 0.25$$

4.2.3.2 rész

ahol :

$$\bar{\lambda} = L_{Kz}/(i_z \cdot \lambda_a) = (0.5 \cdot 300)/(7.58 \cdot 93.9) = 0.21$$

EN 1993-1-1

6.3.1.3 rész

A dimenzió nélküli karcsúsági tényezővel a kihajlás redukáló tényezője kiszámítható $\chi_{fi,\theta}$.

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_\theta + \sqrt{\varphi_\theta^2 - \bar{\lambda}_\theta^2}} = \frac{1}{0.61 + \sqrt{0.61^2 - 0.25^2}} = 0.86$$

4.2.3.2 rész

ahol:

$$\varphi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot \bar{\lambda} + \bar{\lambda}^2] = 0.5 \cdot [1 + 0.65 \cdot 0.25 + 0.25^2] = 0.61$$

és:

$$\alpha = 0.65 \cdot \sqrt{235/f_y} = 0.65 \cdot \sqrt{235/235} = 0.65$$

A tervezett ellenállási érték:

$$N_{b,fi,t,Rd} = 0.86 \cdot 149 \cdot 0.901 \cdot \frac{23.5}{1.0} = 2713 \text{ kN}$$

Ellenőrzés:

$$N_{fi,d}/N_{b,fi,t,Rd} = 1560/2713 = 0.58 < 1 \quad \checkmark$$

REFERENCIÁK

- ECCS No.89, *Euro-Nomogram*, Brussels: ECCS – Technical Committee 3 – Fire Safety of Steel Structures, 1995
- EN 1991, *Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire*, Brussels: CEN, November 2002
- EN 1993, *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules*, Brussels: CEN, May 2005
- EN 1993, *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design*, Brussels: CEN, October 2006

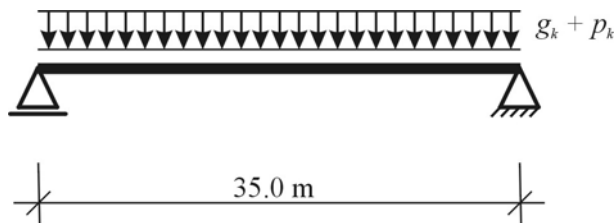
Példa az EN 1993 1-2 részhez: Szekrényszelvényű gerenda

P. Schaumann, T. Trautmann

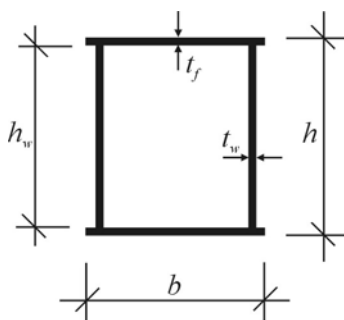
University of Hannover – Institute for Steel Construction, Hannover, Germany

1 FELADAT

Ebben a példában egy hegesztett szekrényszelvényekből készült gerenda méretezését végezzük el. Ez az elem része egy aula tetőszerkezetének. A gerenda hossza 35.0 m, az elrendezés szerint a távolságuk 10.0 m. Terhelésük megoszoló terhelés és az erősítésük az előző példával megegyező. A gerenda nem kapott semmilyen tűzvédelmi burkolatot. Az előírt tűzvédelmi ellenállásnak R 30 –nak kell lennie.



1. ábra Statikai rendszer



2. ábra Keresztmetszet

Anyagi jellemzők:

Acéltípus:	S 355
Folyáshatár:	$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$
Magasság:	$h = 700 \text{ mm}$
Oldallemez magassága:	$h_w = 650 \text{ mm}$
Szélesség:	$b = 450 \text{ mm}$
Övlemez vastagsága:	$t_f = 25 \text{ mm}$

Oldallemez vastagsága:	$t_w = 25 \text{ mm}$
Övlemez keresztmetszetének területe:	$A_f = 11,250 \text{ mm}^2$
Oldallemez keresztmetszetének területe:	$A_w = 16,250 \text{ mm}^2$
Fajhő:	$c_a = 600 \text{ J/(kg}\cdot\text{K)}$
Sűrűség:	$\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$
Gerenda emissziós képessége:	$\varepsilon_m = 0.7$
Tűz emissziós képessége:	$\varepsilon_r = 1.0$
Konfigurációs tényező:	$\Phi = 1.0$
Hőátadási aránytényező:	$\alpha_c = 25.0 \text{ W/m}^2\text{K}$
Stephan Boltzmann állandó:	$\sigma = 5.67 \cdot 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$
Terhelések:	
Állandó terhelések:	
Gerenda:	$g_{a,k} = 4.32 \text{ kN/m}$
Tetőszerkezet:	$g_{r,k} = 5.0 \text{ kN/m}$
Változó terhelések:	
Hó terhelés:	$p_{s,k} = 11.25 \text{ kN/m}$

2 SZEKRENYSZELVÉNYŰ GERENDA TŰZVÉDELMI ELLENÁLLÁSA

2.1 Mechanikai hatások tűzben

EN 1991-1-2

A mechanikai hatásokat a tűz alatt összefoglalóan meghatározhatjuk, mint baleseti szituációs tényezőt:

$$E_{dA} = E \left(\sum G_k + A_d + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

4.3 rész

A hó terhelésének kombinációs tényezője $\psi_{2,1} = 0.0$. Ezekkel a paraméterekkel a tervezett hajlító nyomaték kiszámolható:

$$M_{f,d} = \left[(4.32 + 5.0) + 0.0 \cdot 11.25 \right] \cdot \frac{35.0^2}{8} = 1427.1 \text{ kNm}$$

2.2 Acél hőmérsékletének számítása

EN 1993-1-2

Az acél hőmérséklet növekedése kiszámítható, mint:

4.2.5.1 rész

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \cdot \frac{A_m/V}{c_a \cdot \rho_a} \cdot \dot{h}_{net,a} \cdot \Delta t = 1.0 \cdot \frac{40}{600 \cdot 7850} \cdot 5 \cdot \dot{h}_{net} = 4.25 \cdot 10^{-5} \cdot \dot{h}_{net}$$

ahol:

- k_{sh} Az árnyékhatás korrekciós tényezője ($k_{sh} = 1.0$)
- Δt időtartam ($\Delta t = 5 \text{ sec}$)
- A_m/V tűzvédelmi burkolat nélküli gerenda keresztmetszeti tényezője (4.2 táblázat)

$$A_m/V = 1/t = 1/0.025 = 40 \text{ 1/m}$$

A hőáram kiszámítható az EN 1991 1-2. része szerint:

EN 1991-1-2

$$\begin{aligned} \dot{h}_{net} &= \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_m) + \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \cdot \left((\theta_g + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4 \right) \\ &= 25 \cdot (\theta_g - \theta_m) + 3.969 \cdot 10^{-8} \cdot \left((\theta_g + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4 \right) \end{aligned}$$

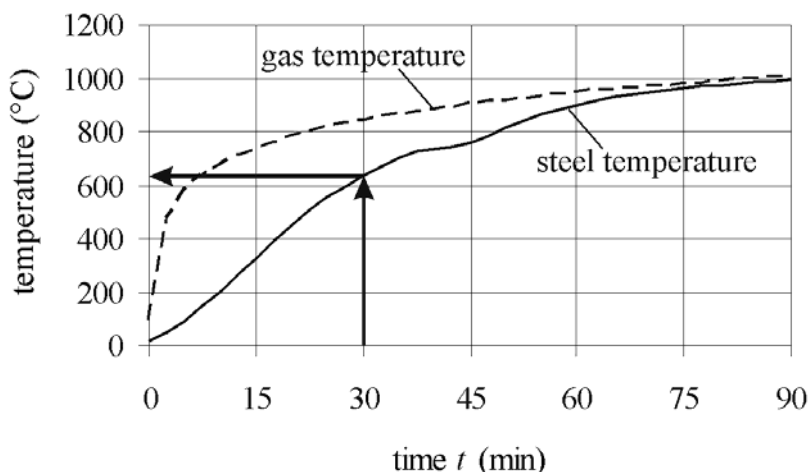
3.1 rész

A szabványos hőmérséklet-idő görbe alapján meghatározhatjuk a léghőmérsékletet.

$$\theta_g = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1)$$

3.2.1 rész

Az acél hőmérséklet-idő görbéje szekrényszelvény esetén a 3. ábrán látható:



3. ábra Acél hőmérséklet-idő görbéje szekrényszelvény esetében

$$\Rightarrow \theta_{a,max,30} = 646 \text{ °C}$$

2.3 Hőtani ellenőrzés

EN 1993-1-2

A $t = 0$ időpillanatbeli tervezett ellenállás értéke tűz esetén szükséges, hogy megkapjuk a kihasználási tényezőt.

$$\begin{aligned} M_{f_i,Rd,0} &= W_{pl} \cdot f_y \cdot k_{y,\theta,max} / \gamma_{M,f_i} \\ &= 12,875,000 \cdot 355 \cdot \frac{1.0}{1.0} \cdot 10^{-6} \\ &= 4570.6 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4.2.3.3 rész

ahol:

$$\begin{aligned} k_{y,\theta,max} &= 1.0 & \theta &= 20 \text{ °C } t = 0 \text{ -nál} \\ \gamma_{M,f_i} &= 1.0 \end{aligned}$$

és:

$$\begin{aligned} W_{pl} &= 2 \cdot \left(\frac{2 \cdot A_w}{2} \cdot \frac{h_w}{4} + A_f \cdot \frac{h - t_w}{2} \right) \\ &= 2 \cdot \left(16,250 \cdot \frac{650}{4} + 11,250 \cdot \frac{700 - 25}{2} \right) \\ &= 12,875,000 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

A kihasználási tényező számítása:

$$\mu_0 = E_{f_i,d} / R_{f_i,d,0} = M_{f_i,d} / M_{f_i,Rd,0} = 1427.1 / 4570.6 = 0.31$$

4.2.4 rész

A kritikus hőmérséklet $\theta_{a,cr}$ adott az EN 1993 1-2.rész 4.1 táblázatában

$$\Rightarrow \theta_{a,cr} = 659 \text{ °C}$$

Ellenőrzés:

$$\frac{646}{659} = 0.98 < 1 \quad \checkmark$$

2.4 Szilárdságtani ellenőrzés

Hogy megkapjuk az ellenállást, a redukáló tényezőt $k_{y,\theta}$ meg kell határozni $\theta_{a,max,30} = 646$ °C –os hőmérsékletre. Ez adott az EN 1993 1-2 rész 3.1 táblázatban:

$$k_{y,\theta} = 0.360$$

Mellékesen az alkalmazási tényezők κ_1 és κ_2 meghatározása szükséges.

A κ_1 tartalmazza a nem-egyenletes hőeloszlást a keresztmetszetben.

3.2.1 rész

1. táblázat κ_1 alkalmazási tényező

	κ_1 [-]
A gerenda négy oldala tűzben áll	1.0
Nem védett három oldalról tűznek kitett gerenda beton vagy kompozit lemezzel a negyedik oldalán	0.7
Védett három oldalról tűznek kitett gerenda beton vagy kompozit lemezzel a negyedik oldalán	0.85

2.3.3 rész

A gerenda egy védelem nélküli, négy oldala tűznek van kitéve. Ezért a κ_1 értéke:

$$\kappa_1 = 1.0$$

A másik alkalmazási tényező κ_2 tartalmazza a nem-egyenletes hőmérséklet eloszlást a gerenda hossza mentén.

2. táblázat κ_2 alkalmazási tényező

	κ_2 [-]
Statikailag határozatlan gerenda esetén	0.85
Minden más esetre	1.0

Az ellenőrzést a gerenda középpontjára végezzük el, mely statikailag határozott. Így az alkalmazási tényező κ_2 értéke:

$$\kappa_2 = 1.0$$

Ezek után meghatározhatjuk a tervezett nyomaték nagyságát:

$$\begin{aligned} M_{f_i,t,Rd} &= M_{pl,Rd,20^\circ C} \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{\gamma_{M,1}}{\gamma_{M,f_i}} \cdot \frac{1}{\kappa_1 \cdot \kappa_2} \\ &= (12,875,000 \cdot 355/1.1) \cdot 0.36 \cdot \frac{1.1}{1.0} \cdot \frac{1}{1.0 \cdot 1.0} \cdot 10^{-6} = 1645.4 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Ellenőrzés:

$$\frac{1427.1}{1645.4} = 0.87 < 1 \quad \checkmark$$

REFERENCIÁK

EN 1991, *Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire*, Brussels: CEN, November 2002

EN 1993, *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design*, Brussels: CEN, October 2006

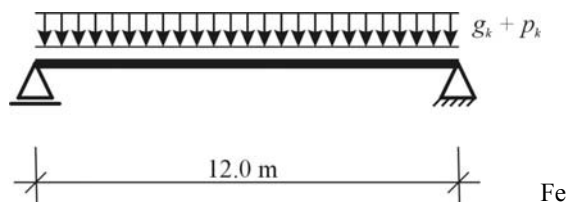
Példa az EN 1994 1-2 részhez: Kompozit gerenda kifejtett nyomása részlegesen betonba ágyazott acélgerendára

P. Schaumann, T. Trautmann

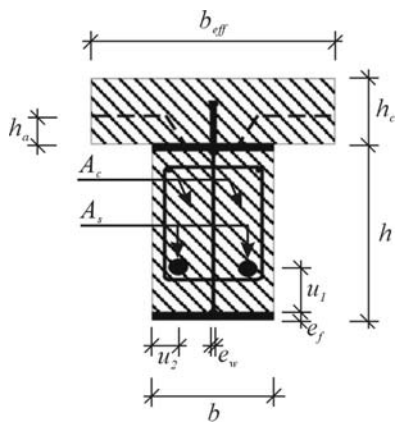
University of Hannover – Institute for Steel Construction, Hannover, Germany

1 FELADAT

Egy kompozit gerendából álló raktárépület tűzvédelmi ellenőrzését kell elvégezni. Ez egy egyszerű két végén alátámasztott 12 méter hosszú gerenda megoszló terheléssel. Az acélgerenda részlegesen befogott, egy kompozit lemezzel, mely egy beszőgellő acéllemez. A gerenda előírt szabványnak megfelelő tűzvédelmi ellenállás R 90.



1. ábra: Statikai rendszer



1. ábra: Keresztmetszet

Anyagi jellemzők:

Gerenda:

Profil: hengerelt IPE 500
Acéltípus: S 355
Magasság: $h = 500$ mm
Szélesség: $b = 200$ mm
Háló elem-vastagsága: $e_w = 10.2$ mm
Perem vastagsága: $e_f = 16$ mm
Keresztmetszet területe: $A_a = 11,600$ mm²
Folyási határ: $f_{y,a} = 355$ N/mm²

Lemez:

Szilárdsági osztály: C 25/30
Magasság: $h_c = 160$ mm
Effektív szélesség: $b_{eff} = 3000$ mm
Nyomószilárdság: $f_c = 25$ N/mm²

Profílos acéllemez:

Típus: beszögellő
Magasság: $h_a = 51$ mm

Megerősítés részleges betonba ágyazással:

Acéltípus: S 500
Átmérő: $2 \text{ } \varnothing 30$
Keresztmetszet területe: $A_s = 1410$ mm²
Szögtávolságok: $u_l = 110$ mm
 $u_{s,l} = 60$ mm
Folyáshatár: $f_{y,s} = 500$ N/mm²

Peremek közötti beton:

Szilárdsági osztály: C 25/30
Szélesség: $b_c = 200$ mm
Nyomószilárdság: $f_c = 25$ N/mm²

Terhelés:

Állandó terhelés:
Önsúlyt: $g_{s,k} = 15.0$ kN/m
Hasznos teher: $g_{f,k} = 6.0$ kN/m
Változó terhelés:
Élő terhelés: $p_k = 30.0$ kN/m

2 KOMPOZIT GERENDA ÁLTAL NYOMOTT ACÉLGERENDA TŰZVÉDELMI ELLENÁLLÁSA RÉSZLEGES BETONTOKOZÁSSAL

3 MECHANIKAI HATÁSOK A TŰZ BEHATÁSA ALATT

EN 1991-1-2

Tűz esetén a szerkezetet érő hatások osztályozhatóak, mint baleseti szituációk:

$$E_{dA} = E \left(\sum G_k + A_d + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

4.3 rész

A kombinációs tényező a vezetési hatásokra a raktárépületeknél $\psi_{2,1} = 0.8$.

Ezekkel a paraméterekkel a hajlító nyomaték tűz esetén a következőképpen számítható:

$$M_{f_i,d} = \left((15.0 + 6.0) + 0.8 \cdot (30.0) \right) \cdot \frac{12.0^2}{8} = 810.0 \text{ kNm}$$

3.1 Egyszerű számítási modellel történő ellenőrzés

EN 1994-1-2

A kompozit gerenda ellenőrizhető egyszerű számítási modellel. Mely megfelel a 4.3.4.3 résznek mely a EN 1994 1-2rész szerint, és a 4.3.4.3rész és az F melléklet szerint.

Törölt: pr

Ennek a modellnek a használatához a lemeznek minimális vastagságúnak kell lennie h_c . Kiegészítve az acél gerendának minimális magasságúnak kell lennie h , minimális szélességgel b_c (ahol b_c a minimális szélessége az acélgerendának vagy a betontokokozásnak) és minimális $h \cdot b_c$ területtel (lásd 1. táblázat).

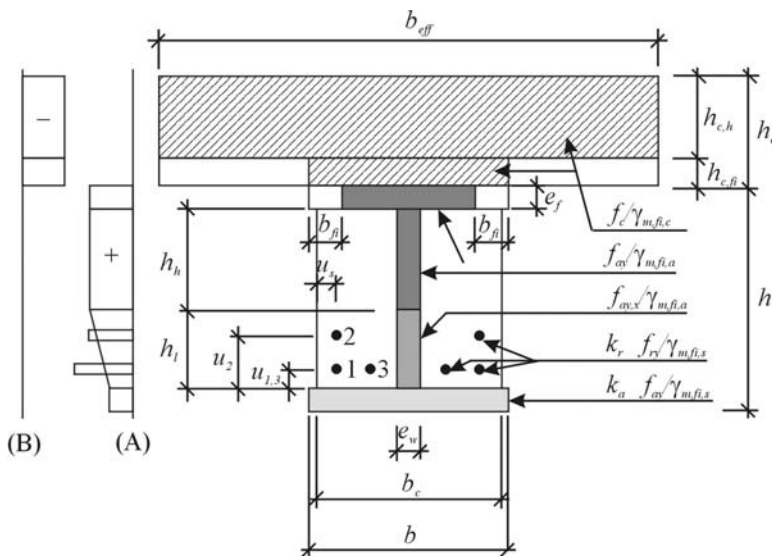
1. táblázat: Az egyszerű számítási modellek esetén használatos minimum értékek kompozit gerenda által nyomott részleges betontokokozású acélgerenda esetén. (lásd EN 1994 Part 1-2, 4.3.4.3 rész, 4.8 -as táblázat)

Szabványos tűzellenállás	Minimális lemezvastagság h_c [mm]
R 30	60
R 60	80
R 90	100
R 120	120
R 180	150

$$h_c = 160 \text{ mm} > \min h_c = 100 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Az F melléklet számítási modelljében a keresztmetszet különböző részekre osztható. Néhány részben a folyáshatár, máshol a keresztmetszet területének minimális értéke a cél.

F.1 rész



2. ábra: Minimalizált keresztmetszet a hajlító nyomaték és a feszültség eloszlás számításához az acélban (A) és betonban (B)

A betonlap hevítése összeköthető a keresztmetszet csökkentésével. A különböző tűzellenállási osztályokhoz a vastagság csökkentése $h_{c,fi}$ adott a 2. táblázatban. A kompozit lemez beszögellő acéllemezből készült, a minimális vas-

tagságcsökkenést $h_{c,fi,min}$ figyelembe kell vennünk. A minimális vastagság egyenlő a az acéllemez magasságával. (lásd EN 1994 1-2 rész, F melléklet, F.2 ábra).

$$h_{c,fi} = 30 \text{ mm}$$

$$h_{c,fi,min} = 51 \text{ mm}$$

Ehhez a betonmagasság a tüzeset alatt $h_{c,h}$:

$$h_{c,h} = 160 - 51 = 109 \text{ mm}$$

2. táblázat: A betonlemez csökkentett vastagsága: $h_{c,fi}$ (lásd EN 1994 1-2 rész, F melléklet, F.1 ábra)

Szabványos tűzvédelmi ellenállás	Lemezvastagság csökkentése $h_{c,fi}$ [mm]
R 30	10
R 60	20
R 90	30
R 120	40
R 180	55



3. ábra: Minimális vastagságcsökkentés $h_{c,fi,min}$ beszögellő profilnál

Az acélgerenda felső peremének hevítését figyelembe vesszük a keresztmetszet területének csökkentésekor. A szélességcsökkentési számításoknál a b_{fi} értéke megtalálható a 3. táblázatban.

$$b_{fi} = (16.0/2) + 30 + (200 - 200)/2 = 38.0 \text{ mm}$$

Az effektív szélesség számítható:

$$b_{fi,u} = 200 - 2 \cdot 38 = 124.0 \text{ mm}$$

3. táblázat Szélességcsökkentése b_{fi} a felső peremnek (lásd EN 1994 1-2 rész, F melléklet, F.2 táblázat)

Szabványos tűzvédelmi ellenállás	Lemez szélességének csökkentése b_{fi} [mm]
R 30	$(e_f/2) + (b - b_c)/2$
R 60	$(e_f/2) + 10 + (b - b_c)/2$
R 90	$(e_f/2) + 30 + (b - b_c)/2$

Törölt: ¶

$$R\ 120 \quad (e_f/2) + 40 + (b - b_c)/2$$

$$R\ 180 \quad (e_f/2) + 60 + (b - b_c)/2$$

Az acélgerendák hálózata két részre osztható. A háló felsőbb része viseli a teljes igénybevételt, az alsó rész terhelése lineáris gradiensű. A háló alsóbb részének magassága h_l meghatározható:

$$h_l = \frac{a_1}{b_c} + \frac{a_2 \cdot e_w}{b_c \cdot h} > h_{l,\min}$$

Az a_1 és az a_2 paraméterek, csúgy mint a minimális magasság $h_{l,\min}$, adott a 4. táblázatban abban az esetben, ha $h/b_c > 2$.

$$h/b_c = 500\ \text{mm} / 200\ \text{mm} = 2.5$$

$$h_l = \frac{14,000}{200} + \frac{75,000 \cdot 10.2}{200 \cdot 500} = 77.7\ \text{mm} > 40\ \text{mm}$$

4. táblázat a_1 , a_2 paraméterek és a minimális magasság $h_{l,\min}$ abban az esetben, ha $h/b_c > 2$ (lásd EN 1994 1-2 rész, F melléklet, F.3 táblázat)

Szabványos tűzvédelmi ellenállás	a_1 [mm ²]	a_2 [mm ²]	$h_{l,\min}$ [mm]
R 30	3600	0	20
R 60	9500	0	30
R 90	14,000	75,000	40
R 120	23,000	110,000	45
R 180	35,000	250,000	55

Az alsóbb perem nem csökkenthető a keresztmetszetének területével. Itt a folyáshatár a k_a tényezővel csökkenthető. Ezt a tényező egy minimális és egy maximális határérték közé korlátozták. Ezek a határok csúgy, mint a k_a számításnál az 5. táblázatban adottak.

$$a_0 = 0.018 \cdot e_f + 0.7 = 0.018 \cdot 16.0 + 0.7 = 0.988$$

$$k_a = \left(0.12 - \frac{17}{200} + \frac{500}{38 \cdot 200} \right) \cdot 0.988 = 0.100 \begin{cases} > 0.06 \\ < 0.12 \end{cases}$$

5. táblázat A k_a redukáló tényezője a folyáshatárnak az alsó peremnél (lásd EN 1994 1-2 rész, F melléklet, F.4 táblázat)

Szabványos tűzvédelmi ellenállás	redukáló tényező k_a	$k_{a,min}$	$k_{a,max}$
R 30	$\left(1.12 - \frac{84}{b_c} + \frac{h}{22 \cdot b_c}\right) \cdot a_0$	0.5	0.8
R 60	$\left(0.21 - \frac{26}{b_c} + \frac{h}{24 \cdot b_c}\right) \cdot a_0$	0.12	0.4
R 90	$\left(0.12 - \frac{17}{b_c} + \frac{h}{38 \cdot b_c}\right) \cdot a_0$	0.06	0.12
R 120	$\left(0.1 - \frac{15}{b_c} + \frac{h}{40 \cdot b_c}\right) \cdot a_0$	0.05	0.1
R 180	$\left(0.03 - \frac{3}{b_c} + \frac{h}{50 \cdot b_c}\right) \cdot a_0$	0.03	0.06

Az erősítő elemek - a részleges betontokozásban – hevítéskor figyelembe kell venni a folyáshatárt. A redukáló tényező függ a tűzvédelmi-ellenállási osztálytól és az erősítő borda helyzetétől. A k_a és a k_r redukáló tényező alsó és felső határértéke.

$$A_m = 2 \cdot h + b_c = 2 \cdot 500 + 200 = 1200 \text{ mm}$$

$$V = h \cdot b_c = 500 \cdot 200 = 100,000 \text{ mm}^2$$

$$u = \frac{1}{(1/u_i) + (1/u_{si}) + 1/(b_c - e_w - u_{si})}$$

$$= \frac{1}{(1/110) + (1/60) + 1/(200 - 10.2 - 60)}$$

$$= 29.88 \text{ mm}$$

$$k_r = \frac{(u \cdot a_3 + a_4) \cdot a_5}{\sqrt{A_m/V}} = \frac{(29.88 \cdot 0.026 - 0.154) \cdot 0.09}{\sqrt{1200/100,000}} = 0.51 \begin{cases} > 0.1 \\ < 1.0 \end{cases}$$

6. táblázat A k_r számításához szükséges paraméterek (lásd EN 1994 1-2 rész, F melléklet, F.5 táblázat)

Szabványos tűzvédelmi ellenállás	a_3	a_4	a_5	$k_{r,min}$	$k_{r,max}$
R 30	0.062	0.16	0.126	0.1	1.0
R 60	0.034	-0.04	0.101	0.1	1.0
R 90	0.026	-0.154	0.090	0.1	1.0
R 120	0.026	-0.284	0.082	0.1	1.0
R 180	0.024	-0.562	0.076	0.1	1.0

A képlékeny alakváltozás ellenállását felvéve, a tengelyirányú erők különböző részeknél meghatározhatóak.

Beton:

$$C_c = b_{eff} \cdot h_{c,h} \cdot \alpha_c \cdot f_c = 300.0 \cdot 10.9 \cdot 0.85 \cdot 2.5 = 6948.8 \text{ kN}$$

Felső perem:

$$T_{f,u} = b_{f,u} \cdot e_f \cdot f_y = 12.4 \cdot 1.60 \cdot 35.5 = 704.3 \text{ kN}$$

Felső háló:

$$T_{w,u} = e_w \cdot h_h \cdot f_y = 1.02 \cdot 39.03 \cdot 35.5 = 1413.3 \text{ kN}$$

ahol:

$$h_h = h - 2 \cdot e_f - h_l = 50.0 - 2 \cdot 1.6 - 7.77 = 39.03 \text{ cm}$$

Alsó háló:

$$T_{w,l} = e_w \cdot h_l \cdot \left(\frac{1+k_a}{2} \right) \cdot f_y = 1.02 \cdot 7.77 \cdot \left(\frac{1+0.1}{2} \right) \cdot 35.5 = 154.7 \text{ kN}$$

$$z_{w,l} = h_l \cdot \frac{2 \cdot k_a + 1}{3 \cdot (k_a + 1)} = 7.77 \cdot \frac{2 \cdot 0.1 + 1}{3 \cdot (0.1 + 1)} = 2.8 \text{ cm}$$

Alsó perem:

$$T_{f,l} = b \cdot e_f \cdot k_a \cdot f_{y,a} = 20.0 \cdot 1.6 \cdot 0.1 \cdot 35.5 = 113.6 \text{ kN}$$

Erősítő bordák:

$$T_r = A_s \cdot k_r \cdot f_{y,s} = 14.1 \cdot 0.51 \cdot 50.0 = 359.6 \text{ kN}$$

Ha a nyomóerő C_c nagyobb, mint a húzóerő T_i értéke, akkor ahhoz a tényezhez vezet, hogy semleges tengely a betonlapban helyezkedik el. Vagyis a képlékeny semleges tengely számítható, mint:

$$z_{pl} = \frac{\sum T_i}{\alpha_c \cdot f_c \cdot b_{eff}} = \frac{704.3 + 1413.3 + 154.7 + 113.6 + 359.6}{0.85 \cdot 2.5 \cdot 300} = 4.31 \text{ cm}$$

Hogy megkaphassuk az igénybevételi ellenállást, szükséges az erők nagysága:

Betonlap (a lemez felső részénél):

$$z_c = z_{pl}/2 = 4.31/2 = 2.16 \text{ cm}$$

Felső perem (a betonlap súlypontjára):

$$z_{f,u} = h_c + e_f/2 - z_c = 16.0 + 1.6/2 - 2.16 = 14.64 \text{ cm}$$

Felső háló:

$$z_{w,u} = h_c + e_f + h_h/2 - z_c = 16.0 + 1.6 + 39.03/2 - 2.16 = 34.96 \text{ cm}$$

Alsó háló:

$$z_{w,l} = h_c + e_f + h_h + z_{w,l} - z_c = 16 + 1.6 + 39.03 + 2.8 - 2.16 = 57.27 \text{ cm}$$

Alsó perem:

$$z_{f,l} = h_c + h - e_f/2 - z_c = 16.0 + 50.0 - 1.6/2 - 2.16 = 63.04 \text{ cm}$$

Megerősítés:

$$z_r = h_c + h - e_f - u_1 - z_c = 16.0 + 50.0 - 1.6 - 11.0 - 2.16 = 51.24 \text{ cm}$$

Az igénybevételi ellenállás meghatározható, mint:

$$\begin{aligned} M_{f,Rd} &= T_{f,u} \cdot z_{f,u} + T_{w,u} \cdot z_{w,u} + T_{w,l} \cdot z_{w,l} + T_{f,l} \cdot z_{f,l} + T_r \cdot z_r \\ &= 704.3 \cdot 14.64 + 1413.3 \cdot 34.96 + 154.7 \cdot 57.27 + 113.6 \cdot 63.04 \\ &\quad + 359.6 \cdot 51.24 \\ &= 10,311 + 49,409 + 8860 + 7161 + 18,426 \\ &= 94,167 \text{ kNcm} = 942.7 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Ellenőrzés:

$$\frac{810.0}{942.7} = 0.86 < 1 \quad \checkmark$$

HIVATKOZÁSOK

EN 1991, *Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire*, Brussels: CEN, November 2002

EN 1994, *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2: General Rules – Structural Fire Design*, Brussels: CEN, November 2006

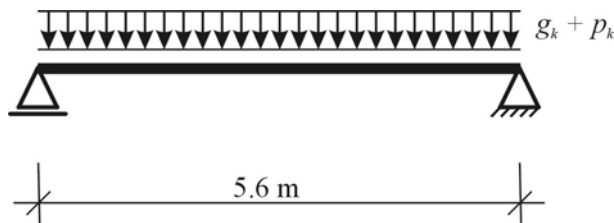
Példa EN 1994 1-2 részéhez: Kompozit gerenda

P. Schaumann, T. Trautmann

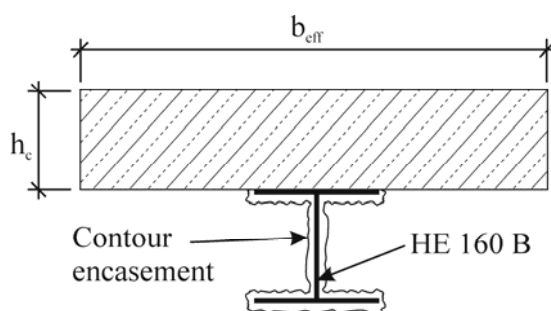
University of Hannover – Institute for Steel Construction, Hannover, Germany

1 FELADAT

Egy irodaépület kompozit gerendájának tűzvédelmi ellenőrzését kell elvégezni. Ez egy egyszerű gerendatípus és a terhelése egyenletesen megoszló. A betonlap védi a kompozit gerenda felső részét tűz esetén, vagyis az acélgerendának 3 oldala van kitéve tűz esetén a behatásnak. Az acélgerenda tűzvédelmére gipsz bevonatot választottak. A gerenda előírt tűzvédelmi ellenállási osztálya s R 60.



1. ábra: Statikus rendszer



2. ábra: Keresztmetszet

Anyagjellemzők:

Gerenda:

Profil:	hengerelt HE 160 B
Acéltípus:	S 355
Magasság:	$h = 160$ mm
Háló magassága:	$h_w = 134$ mm
Szélesség:	$b = b_1 = b_2 = 160$ mm

Háló vastagsága:	$e_w = 8 \text{ mm}$
Perem vastagsága:	$e_f = e_1 = e_2 = 13 \text{ mm}$
Keresztmetszet területe:	$A_a = 5430 \text{ mm}^2$
Folyáshatár:	$f_{y,a} = 355 \text{ N/mm}^2$
Lemez:	
Szilárdsági osztály:	C 25/30
Magasság:	$h_c = 160 \text{ mm}$
Effektív szélesség:	$b_{eff} = 1400 \text{ mm}$
Nyomószilárdság:	$f_c = 25 \text{ N/mm}^2$
Rugalmassági modulusz:	$E_{cm} = 29,000 \text{ N/mm}^2$
Nyírás adatai:	
Mennyiség:	$n = 34$ (egyenlő távolságra)
Átmérő:	$d = 22 \text{ mm}$
Húzószilárdság:	$f_u = 500 \text{ N/mm}^2$
Tokozás:	
Anyag:	gipsz
Vastagság:	$d_p = 15 \text{ mm}$ (külső burkolat)
Termikus vezetőképesség:	$\lambda_p = 0.12 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$
Fajhő:	$c_p = 1100 \text{ J/(kg}\cdot\text{K)}$
Sűrűség:	$\rho_p = 550 \text{ kg/m}^3$

Terhelések:

Állandó terhelések:

Önsúly:	$g_k = 20.5 \text{ kN/m}$
Hasznos teher:	$g_k = 7.5 \text{ kN/m}$

Változó terhelések:

Élő teher:	$p_k = 15.0 \text{ kN/m}$
------------	---------------------------

2 A KOMPOZIT GERENDA TŰZVÉDELMI ELLENÁLLÁSA

2.1 Mechanikai hatások a tüzeset alatt

EN 1991-1-2

A szerkezetet tűz esetén érő hatások osztályozhatóak, mint baleseti szituáció:

$$E_{dA} = E \left(\sum G_k + A_d + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

4.3 rész

A részleges biztonsági tényező γ_{GA} a baleset szituációjához $\gamma_{GA} = 1.0$. Az igénybevételek kombinációs tényezője az irodaépület esetén: $\psi_{2,1} = 0.3$.

Ezekkel a paraméterekkel, a tervezett hajlító nyomaték tűz esetén úgy számítható, hogy:

$$M_{f_i,d} = (20.5 + 7.5) + 0.3 \cdot (15.0) \cdot \frac{5.6^2}{8} = 127.4 \text{ kNm}$$

2.2 Keresztmetszet hőmérsékleteinek számítása:

EN 1994-1-2

A hőmérsékletek számításához a keresztmetszet különböző metszetekre osztható. Ezek a betonlapok, a felső perem, a háló és az alsó perem. Ezeket tartalmazza a 3.4.2 része az EN 1994-1-2 -nek.

A felső perem, a háló és az alsó perem hőmérséklete meghatározható az Euro-Nomogram segítségével. ("Euro-Nomogram", ECCS No.89, 1996). Így a keresztmetszeti tényezői ezeknek a részeknek előírtak.

Alsó perem:

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

4.3.4.2 rész

Háló:

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

Felső perem (több mint 85% -a a felső peremnek kapcsolatban áll a betonlapban):

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

A hőmérsékletek meghatározhatóak:

ECCS No.89

1. táblázat A felső peremek hőmérsékletei, háló és alsó peremek

	$\left(\frac{A_p}{V}\right)_i \cdot \frac{\lambda_p}{d_p} \left[\frac{\text{W}}{\text{m}^3\text{K}} \right]$	$\theta_{a,max,60} [^{\circ}\text{C}]$
Felső perem	715	390
Háló	2000	650
Alsó perem	1330	550

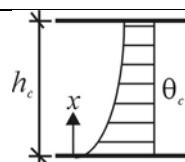
A betonlap hőmérséklete nem állandó a keresztmetszet mentén. Ezért a nyomószilárdság változik a keresztmetszet mentén. A 250 °C -nál kisebb hőmérsékleten, a nyomószilárdság nem csökken. 250 °C felett változik, a $k_{c,\theta}$ redukciós tényező szerint, ahogy a 2. táblázatban látható.

EN 1994-1-2

D.3 rész

2. táblázat Hőmérséklet eloszlás egy 100 mm falvastagságú kompozit-lapban normál súly esetén. (lásd EN 1994-1-2, D.3 melléklet, D.5 táblázat)

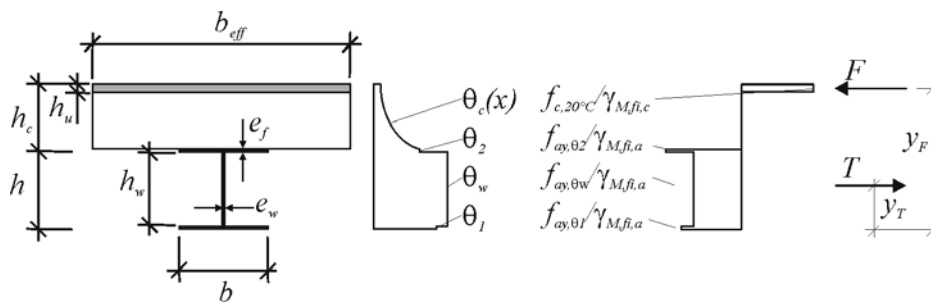
Mélység x [mm]	Hőmérséklet q_c [$^{\circ}\text{C}$] a tűz kitörése után percekben kifejezve					
	30' 0	60'	90'	120'	180'	240'
5	53 5	705				
10	47 0	642	738			
15	41 5	581	681	754		
20	35 0	525	627	697		
25	30 0	469	571	642	738	
30	25 0	421	519	591	689	740
35	21 0	374	473	542	635	700



40	18 0	327	428	493	590	670
45	16 0	289	387	454	549	645
50	14 0	250	345	415	508	550
55	12 5	200	294	369	469	520
60	11 0	175	271	342	430	495
80	80	140	220	270	330	395
100	60	100	160	210	260	305

2.3 8 Ellenőrzés egyszerű számítási modellel

A kompozit gerendát egyszerű számítási modellel ellenőrizzük. Az igénybevételi ellenállás számítása az E melléklet alapján történik.



3. ábra Igénybevételi ellenállás számítása

Az acélgerenda részeinek hőmérsékletét a 3.2 rész alapján határozhatjuk meg. A csökkentési tényezők $k_{y,\theta,i}$ a folyáshatárok magasabb hőmérsékletének számításához a 3.2 –es táblázat tartalmazza az EN 1994-1-2, 3.2.1 részben.

3. táblázat Csökkentett folyáshatár számítása

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

A következő lépés a húzóerő T számítása 3 ábra szerint.

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

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

$$= 1333.1 \text{ kN}$$

E.1 rész

A húzóerő T helyének meghatározása:

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

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

$$= 9.53 \text{ cm}$$

Egyszerű gerendánál a T húzóerő értékének meghatározása:

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

ahol:

N A nyírt elemek száma egy a gerenda kritikus hossza mentén
 $P_{fi,Rd}$ Nyírt elem ellenállásának tervezése tűz esetén

Hogy megkapjuk a $P_{fi,Rd}$ -t, a csökkentő tényezők $k_{u,\theta}$ és $k_{c,\theta}$ (5 táblázat), csak úgy mint a nyírt elemek tervezett ellenállásának környezeti hőmérsékleten történő meghatározásakor a $P_{Rd,1}$ és $P_{Rd,2}$ szükségesek.

A hőmérsékletek a redukciós tényezők meghatározásához 80%-on (csapos-csatlakozó) és 40% -on (beton) az acélcsapoknál adottak (lásd EN 1994-1-2 rész, 4.3.4.2.5 részben (2)).

A húzófeszültség csökkentési tényezője a csapos-csatlakozóknál adott a 3.2-es táblázatban az EN 1994-1-2, 3.2.1. részben.

A terhelés-ellenállás hatása ($k_{u,\theta} > 1$) csak megbecsülhető, ha a helyi tönkremeneteleket megelőzi, (helyi deformáció, nyírásból eredő tönkremenetel, beton töredezettsége, stb) nem fordul elő. Szóval, ebben az esetben a terhelés növelése nem megengedett. A beton nyomószilárdságának csökkentési tényezője adott a 3.3 táblázat alapján az EN 1994-1-2, 3.2.1. részben.

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

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

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

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

A tervezett ellenállása a nyírási kapcsolódásoknak számítható az EN 1994-1-1 szerint, a részleges biztonsági tényező $\gamma_{M,fi,v}$ γ_v -al történő helyettesítésével.

EN 1994-1-1

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

Section 6.6.3.1

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

A nyírt kapcsolódási elemek tervezett tűzvédelmi ellenállása:

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 rész

Vagyis, a határok ellenőrizhetők:

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

E.1rész

Az erőegyensúlyhoz a nyomóerőknek egyenlőnek kell lennie a húzóerővel. Ezért a nyomott zóna vastagsága h_u meghatározható:

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

Két eset lehetséges: Az első szerint a hőmérséklet minden nyomott betonrétegben 250 °C –nál alacsonyabb. A második esetben néhány betonrétegben magasabb mint 250 °C. Hogy megtudjuk melyik eset következik be, a következő számítást kell elvégezni:

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

Ha ennek az egyenletnek az eredménye nagyobb a 2. táblázat alsó x értékénél, akkor a nyomott zóna betonrétege csökkenthető 250 °C alatt.

$$h_{cr} = x = 5.0 \text{ cm} < 12.2 \text{ cm}$$

Az alkalmazási pontja a nyomóerőknek (y_F) meghatározható, mint:

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

Az igénybevételi ellenállás számítható:

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

Ellenőrzés:

$$127.4/274.2 = 0.46 < 1 \quad \checkmark$$

HIVATKOZÁSOK

ECCS No.89, *Euro-Nomogram*, Brussels: ECCS – Technical Committee 3 – Fire Safety of Steel Structures, 1995

EN 1991, *Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire*, Brussels: CEN, November 2002

EN 1994, *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General Rules and rules for buildings*, Brussels: CEN, December 2004

EN 1994, Eurocode 4: *Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2:*
General Rules – Structural Fire Design, Brussels: CEN, November 2006

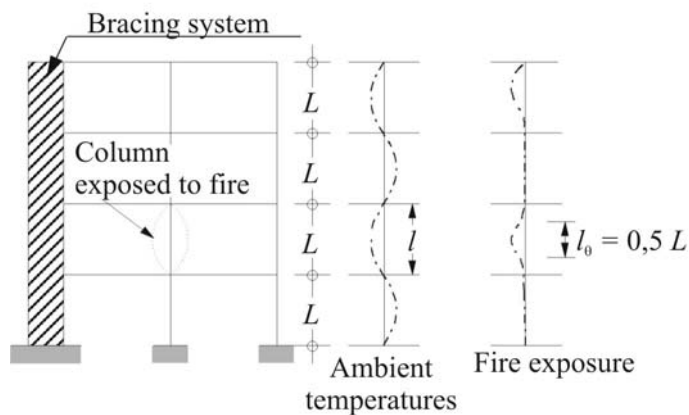
Példa az EN 1994 1-2 részéhez: Kompozit oszlopok részlegesen tokozott acélszelvénnel

P. Schaumann, T. Trautmann

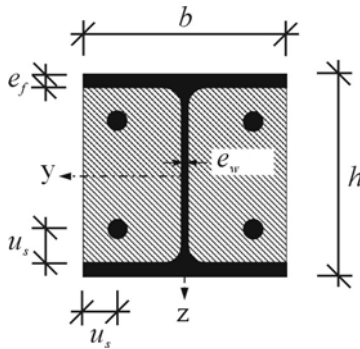
University of Hannover – Institute for Steel Construction, Hannover, Germany

1 FELADAT

Az alábbi példa részletei egy részlegesen tokozott acélszelvényből készült kompozit oszlopról szólnak. Ez egy irodaépület része $L=4.1$ méter hosszal. Ebben a példában az egyszerű számítási modellt és a táblázati adatok alapján történő méretezési modellt alkalmazunk. Az oszlop része egy rácsos keretnek, és kapcsolódik a felső és alsó oszlop hajlítási ellenállásához. Ezért a kihajlási hossz csökkenthető, ahogy az az 1. ábrán is látható. Az előírt szabványos tűzvédelmi ellenállási osztály R 60.



1. ábra: Rácsos keret kihajlási hossza



2. ábra Oszlop keresztmetszete

Anyagi jellemzők:

Acél oszlop:

Profil:	hengerelt HE 300 B
Acél típus:	S 235
Magasság:	$h = 300$ mm
Szélesség:	$b = 300$ mm
Háló vastagsága:	$e_w = 11$ mm
Perem vastagsága:	$e_f = 19$ mm
Keresztmetszet területe:	$A_a = 14900$ mm ²
Folyáshatár:	$f_y = 235$ N/mm ²
Rugalmassági modulus:	$E_a = 210,000$ N/mm ²
Inercianyomaték:	$I_z = 8560$ cm ⁴ (weak axis)

Megerősítés:

Acéltípus:	S 500
Átmérő:	4 Ø 25
Keresztmetszet területe:	$A_s = 1960$ mm ²
Folyáshatár:	$f_s = 500$ N/mm ²
Rugalmassági modulus:	$E_s = 210,000$ N/mm ²
Inercianyomaték:	$I_s = 4 \cdot 4.9 \cdot (30.0 / 2 - 5.0)^2 = 1960$ cm ⁴
szög távolság:	$u_s = 50$ mm

Betone:

Szilárdsági osztály:	C 25/30
Keresztmetszet területe:	$A_c = 300 \cdot 300 - 14900 - 1960 = 73,140$ mm ²
Nyomószilárdság:	$f_c = 25$ N/mm ²
Rugalmassági modulus:	$E_{cm} = 30,500$ N/mm ²
Inercianyomaték:	$I_c = 30 \cdot 30^3 / 12 - 8560 - 1960 = 56,980$ cm ⁴

Terhelés:

Állandó terhelés:	$G_k = 960$ kN
Változó terhelés:	$P_k = 612.5$ kN

2 RÉSZLEGESEN TOKOZOTT ACÉLSZELVÉNYBŐL ÁLLÓ KOMPOZIT OSZLOP TŰZVÉDELMI ELLENÁLLÁSA

2.1 Tűzeset alatti mechanikai hatások

A tűztervezéshez a baleseti szituáció meghatározása összetett igénybevételeknél:

$$E_{dA} = E \left(\sum G_k + A_d + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

$\psi_{2,1} = 0.3$ esetén a tengelyirányú terhelés tűz esetén:

EN 1991-1-2

4.3 rész

$$N_{fi,d} = 1.0 \cdot 960 + 0.3 \cdot 612.5 = 1143.8 \text{ kN}$$

2.2 Ellenőrzés egyszerű számítási modellel:

EN 1994-1-2

2.2.1 Alkalmazási terület:

Az egyszerű számítási modell egy ellenőrzés-típus a szilárdság területén. Ellenőrizni kell, hogy az emelkedett hőmérsékleten ható terhelés alacsonyabb értékű –e a tervezett mértékénél.

$$N_{fi,d} / N_{fi,Rd} \leq 1$$

4.3.5.1 rész

A tervezett ellenállás a tengelyirányú terheléseknél és kihajlásnál a z-tengely mentén (gyenge tengely) számítható, mint:

$$N_{fi,Rd,z} = \chi_z \cdot N_{fi,pl,Rd}$$

ahol:

- χ_z Csökkentési tényező a kihajlási görbének és dimenzió nélküli csavarodásnak megfelelően.
- $N_{fi,pl,Rd}$ Tervezési értéke a képlékeny nyomás-ellenállásnak tűz esetén.

Hogy az egyszerű számítási modellt alkalmazhassuk, különböző korlátoknak kell megfelelni. Az oszlop lehet része a rácsos keretnek.

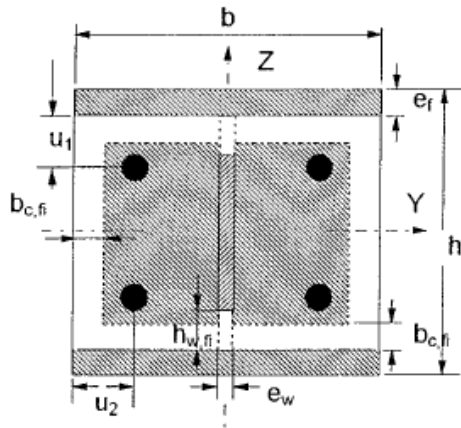
4.3.5.2 rész
G.8 rész

1. táblázat Az egyszerű számítási modell alkalmazásának korlátai

Korlát		
$\max l_{\theta} = 13.5 \cdot b = 13.5 \cdot 0.3 = 4.05 \text{ m}$	$l_{\theta} = 0.5 \cdot 4.0 = 2.0 \text{ m}$	✓
$230 \text{ mm} \leq h \leq 1100 \text{ mm}$	$h = 300 \text{ mm}$	✓
$230 \text{ mm} \leq b \leq 500 \text{ mm}$	$b = 300 \text{ mm}$	✓
$1\% \leq A_s / (A_c + A_s) \leq 6\%$	$19.6 / (731.4 + 19.6) = 0.03 = 3\%$	✓
max R 120	R 60	✓
$l_{\theta} < 10 \cdot b$ if $\begin{cases} 230 \leq b < 300 \text{ or} \\ h/b > 3 \end{cases}$	$b = 300 \text{ mm}$ $h/b = 300/300 = 1$	
$l_{\theta} < 10 \cdot b = 10 \cdot 300 \text{ mm} = 3 \text{ m}$	$l_{\theta} = 0.5 \cdot 4.0 = 2.0 \text{ m}$	✓

2.2.2 Képlékeny ellenállás számítása és az effektív hajlítási merevség meghatározása

Az EN 1994 1-2 rész, G melléklete szerint az oszlop keresztmetszete csökkenthető. A keresztmetszet néhány része csökkenthető a területtel valamint a folyáshatár és a rugalmassági modulus segítségével.



3. ábra. Csökkentett keresztmetszet a szerkezeti tűzvédelmi tervezéséhez.

Az acélprofilok övlemezei csökkenthetőek a folyáshatár és a rugalmassági modulus segítségével. Ehhez az övlemezek átlagos hőmérsékleteit meg kell határozni.

$$\theta_{f,t} = \theta_{o,t} + k_t \cdot A_m / V$$

A hőmérséklet $\theta_{o,t}$ és a redukciós tényező k_t adott a 2. táblázatban. A keresztmetszeti tényező az alábbi módon számítható:

$$\frac{A_m}{V} = \frac{2 \cdot (h + b)}{h \cdot b} = \frac{2 \cdot (0.3 + 0.3)}{0.3 \cdot 0.3} = 13.3 \text{ m}^{-1}$$

2. táblázat Az övlemezek átlagos hőmérsékletének meghatározásához szükséges paraméterek (lásd EN 1994 1-2 rész, G melléklet, G.1 táblázat)

Szabványos tűzvédelmi ellenállás	$\theta_{o,t}$ [°C]	k_t [m°C]
R 30	550	9.65
R 60	680	9.55
R 90	805	6.15
R 120	900	4.65

Az R 60 –as osztályhoz, az átlagos hőmérséklet:

$$\theta_{f,t} = 680 + 9.55 \cdot 13.3 = 807 \text{ °C}$$

Ezzel a hőmérséklettel a redukciós tényezők $k_{y,\theta}$ és $k_{E,\theta}$ az EN 1994 1-2rész, 3.2 táblázatában adottak, ahol a közepes értékek lineárisan interpolálhatóak:

$$k_{y,\theta} = 0.06 + ((900 - 807) / (900 - 800)) \cdot (0.11 - 0.06) = 0.107$$

$$k_{E,\theta} = 0.0675 + ((900 - 807) / (900 - 800)) \cdot (0.09 - 0.0675) = 0.088$$

A képlékeny tervezési ellenállás az övlemezekhez és ezek hajlítási merevsége meghatározható:

$$N_{fi,pl,Rd,f} = 2 \cdot (b \cdot e_f \cdot k_{y,\theta} \cdot f_{ay,f}) / \gamma_{M,fi,a} = 2 \cdot (30 \cdot 1.9 \cdot 0.107 \cdot 23.5) / 1.0 = 286.65 \text{ kN}$$

Section G.2

$$(EI)_{fi,f,z} = k_{E,\theta} \cdot E_{a,f} \cdot (e_f \cdot b^3) / 6 = 0.088 \cdot 21,000 \cdot (1.9 \cdot 30^3) / 6 \\ = 1.58 \cdot 10^7 \text{ kNcm}^2$$

A háló a keresztmetszetével és folyáshatárával csökkentett. A magasság csökkentése számítható az alábbiak szerint, ahol a magasság mindkét övlemezénél csökkentett.

$$h_{w,fi} = 0.5 \cdot (h - 2 \cdot e_f) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 0.16 \cdot (H_t/h)}\right)$$

Section G.3

A H_t paraméter adott a 3. táblázatban:

3. Táblázat Háló csökkentésének paraméterei (lásd EN 1994 1-2 rész, G melléklet, G.2 táblázat)

Szabványos tűzvédelmi ellenállás	H_t [mm]
R 30	350
R 60	770
R 90	1100
R 120	1250

Ezért $h_{w,fi}$ számítható:

$$h_{w,fi} = 0.5 \cdot (30 - 2 \cdot 1.9) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 0.16 \cdot (77/30)}\right) = 3.04 \text{ cm}$$

A folyáshatár csökkenthető:

$$f_{ay,w,t} = f_{ay,w} \cdot \sqrt{1 - 0.16 \cdot (H_t/h)} = 23.5 \cdot \sqrt{1 - 0.16 \cdot (77/30)} = 18.04 \text{ kN/cm}^2$$

A háló tengely-menti ellenállása és hajlítási merevsége tűz esetén:

$$N_{fi,pl,Rd,w} = \left[e_w \cdot (h - 2 \cdot e_f - 2 \cdot h_{w,fi}) \cdot f_{ay,w,t} \right] / \gamma_{M_s,fi,a} \\ = \left[1.1 \cdot (30 - 2 \cdot 1.9 - 2 \cdot 3.04) \cdot 18.04 \right] / 1.0 \\ = 39.26 \text{ kN} \\ (EI)_{fi,w,z} = \left[E_{a,w} \cdot (h - 2 \cdot e_f - 2 \cdot h_{w,fi}) \cdot e_w^3 \right] / 12 \\ = \left[21,000 \cdot (30 - 2 \cdot 1.9 - 2 \cdot 3.04) \cdot 1.1^3 \right] / 12 \\ = 0.0047 \cdot 10^7 \text{ kNcm}$$

Egy külső rétege a betonnak $b_{c,fi}$ vastagsággal elhanyagolható a számításokban. Ez a vastagság adott a 4. táblázatban.

$$\Rightarrow b_{c,fi} = 1.5 \text{ cm}$$

Section G.4

4. táblázat Beton vastagságának csökkentése (lásd EN 1994 1-2 rész, G melléklet, G.3 táblázat)

Szabványos tűzvédelmi ellenállás	$b_{c,fi}$ [mm]
R30	4.0
R 60	15.0
R 90	$0.5 \cdot (A_m/V) + 22.5$
R 120	$2.0 \cdot (A_m/V) + 24.0$

A betonok egy része csökkenthető a $k_{c,\theta}$ redukciós tényezővel, mely a beton hőmérsékletétől függ. Az átlagos betonhőmérséklet adott az 5. táblázatban. Ez a keresztmetszeti tényezőtől függ A_m/V .

5. táblázat A beton átlaghőmérséklete a keresztmetszeti tényezőtől függ (lásd EN 1994 1-2 rész, G melléklet, G.4 táblázat)

R 30		R 60		R 90		R 120	
A_m/V [m ⁻¹]	$\theta_{c,t}$ [°C]	A_m/V [m ⁻¹]	$\theta_{c,t}$ [°C]	A_m/V [m ⁻¹]	$\theta_{c,t}$ [°C]	A_m/V [m ⁻¹]	$\theta_{c,t}$ [°C]
4	136	4	214	4	256	4	265
23	300	9	300	6	300	5	300
46	400	21	400	13	400	9	400
---	---	50	600	33	600	23	600
---	---	---	---	54	800	38	800
---	---	---	---	---	---	41	900
---	---	---	---	---	---	43	1000

$$\Rightarrow \theta_{c,t} = 400 - \left(\frac{21 - 13.3}{21 - 9} \right) \cdot (400 - 300) = 336 \text{ °C}$$

ahol:

$$A_m/V = 13.3 \text{ m}^{-1},$$

A redukáló tényező $k_{c,\theta}$ és a megnyúlásnak $\varepsilon_{cu,\theta}$ megfelel az $f_{c,\theta}$ mely adott az EN 1994 1-2 rész 3.3 táblázatában.

$$k_{c,\theta} = 0.75 + \left(\frac{400 - 336}{400 - 300} \right) \cdot (0.85 - 0.75) = 0.814$$

$$\varepsilon_{cu,\theta} = \left[10 - \left(\frac{400 - 336}{400 - 300} \right) \cdot (10 - 7) \right] \cdot 10^{-3} = 8.08 \cdot 10^{-3}$$

A beton nyírési modulusa meghatározható:

$$E_{c,sec,\theta} = k_{c,\theta} \cdot f_c / \varepsilon_{cu,\theta} = 0.814 \cdot 2.5 / (8.08 \cdot 10^{-3}) = 251.9 \text{ kN/cm}^2$$

A beton tengely menti ellenállásának tervezése és a hajlítási merevségének meghatározása:

$$\begin{aligned}
N_{f_i,pl,Rd,c} &= 0,86 \cdot \left(\left((h - 2 \cdot e_f - 2 \cdot b_{c,fi}) \cdot (b - e_w - 2 \cdot b_{c,fi}) \right) - A_s \right) \\
&\quad \cdot f_{c,\theta} / \gamma_{M,f_i,c} \\
&= 0,86 \cdot \left(\left((30 - 2 \cdot 1,9 - 2 \cdot 1,5) \cdot (30 - 1,1 - 2 \cdot 1,5) \right) - 19,6 \right) \\
&\quad \cdot (0,814 \cdot 2,5) / 1,0 \\
&= 1017,3 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
(EI)_{f_i,c,z} &= E_{c,sec,\theta} \cdot \left(\left((h - 2 \cdot e_f - 2 \cdot b_{c,fi}) \cdot \left((b - 2 \cdot b_{c,fi})^3 - e_w^3 \right) / 12 \right) - I_{s,z} \right) \\
&= 251,9 \cdot \left(\left((30 - 2 \cdot 1,9 - 2 \cdot 1,5) \cdot \left((30 - 2 \cdot 1,5)^3 - 1,1^3 \right) / 12 \right) - 1960 \right) \\
&= 0,909 \cdot 10^7 \text{ kNcm}^2
\end{aligned}$$

Az erősítő bordák csökkentése csakis a folyáshatárúkkal és rugalmassági modulusával befolyásolható. A redukáló tényező $k_{y,t}$ a folyáshatár általi csökkentéshez adott a 6. táblázatban, és a rugalmassági modulus szerinti redukáló tényező $k_{E,t}$ adott a 7. táblázatban. Mindkettő függ a tűzvédelmi osztálytól és az átlagos geometriától u a tengelytől mért távolságoktól.

$$u = \sqrt{u_1 \cdot u_2} = \sqrt{50 \cdot 50} = 50 \text{ mm} \quad \text{G.5 rész}$$

ahol:

- u_1 a külső erősítő borda tengelytávolsága a belső övlemeztől mérve
- u_2 a külső erősítő borda tengelytávolsága a beton felületétől

6. táblázat Redukáló tényezője $k_{y,t}$ a folyáshatára f_{sy} az erősítő bordáknak (lásd EN 1994 1-2 rész, G melléklet, G.5 táblázat)

Szabványos tűzvédelmi ellenállás	u [mm]				
	40	45	50	55	60
R 30	1	1	1	1	1
R 60	0.789	0.883	0.976	1	1
R 90	0.314	0.434	0.572	0.696	0.822
R 120	0.170	0.223	0.288	0.367	0.436

7. táblázat Redukáló tényezője $k_{E,t}$ elektromos modulusa E_s az erősítő bordáknak (lásd EN 1994 1-2 rész, G melléklet, G.6 táblázat)

Szabványos tűzvédelmi ellenállás	u [mm]				
	40	45	50	55	60
R 30	0.830	0.865	0.888	0.914	0.935
R 60	0.604	0.647	0.689	0.729	0.763
R 90	0.193	0.283	0.406	0.522	0.619
R 120	0.110	0.128	0.173	0.233	0.285

$$\Rightarrow k_{y,t} = 0,976$$

$$k_{E,t} = 0,689$$

A tervezési képlékeny ellenállása és a hajlítási merevsége a megerősítő bordáknak az alábbi módon számítható:

$$N_{f_i,pl,Rd,s} = A_s \cdot k_{y,t} \cdot f_{sy} / \gamma_{M,f_i,s} = 19,6 \cdot 0,976 \cdot 50,0 / 1,0 = 956,5 \text{ kN}$$

$$(EI)_{f_i,s,z} = k_{E,t} \cdot E_s \cdot I_{s,z} = 0,689 \cdot 21\,000 \cdot 1960 = 2,836 \cdot 10^7 \text{ kNcm}^2$$

A tervezett ellenállás a teljes keresztmetszetre meghatározható:

$$\begin{aligned} N_{fi,pl,Rd} &= N_{fi,pl,Rd,f} + N_{fi,pl,Rd,w} + N_{fi,pl,Rd,c} + N_{fi,pl,Rd,s} \\ &= 286,7 + 399,3 + 1017,3 + 956,5 \\ &= 2659,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Hogy meghatározzuk az effektív hajlítási merevségét a keresztmetszetnek, a redukálási együtthatót $\varphi_{i,\theta}$ meg kell határozni. Adottak a 8. táblázatban:

8. táblázat Redukálási együtthatók az effektív hajlítási merevség meghatározásához (lásd EN 1994 1-2 rész, G melléklet, G.7 táblázat)

Alap tűzvédelem	$\varphi_{f,\theta}$	$\varphi_{w,\theta}$	$\varphi_{c,\theta}$	$\varphi_{s,\theta}$
R 30	1.0	1.0	0.8	1.0
R 60	0.9	1.0	0.8	0.9
R 90	0.8	1.0	0.8	0.8
R 120	1.0	1.0	0.8	1.0

$$\begin{aligned} (EI)_{fi,eff,z} &= \varphi_{f,\theta} \cdot (EI)_{fi,f,z} + \varphi_{w,\theta} \cdot (EI)_{fi,w,z} + \varphi_{c,\theta} \cdot (EI)_{fi,c,z} + \varphi_{s,\theta} \cdot (EI)_{fi,s,z} \\ &= 0,9 \cdot 1,58 \cdot 10^7 + 1,0 \cdot 0,0047 \cdot 10^7 + 0,8 \cdot 0,909 \cdot 10^7 + 0,9 \cdot 2,836 \cdot 10^7 \\ &= 4,70 \cdot 10^7 \text{ kNcm}^2 \end{aligned}$$

2.2.3 Magasabb hőmérséklet tengelyirányú kihajlási terhelésének meghatározása

G.6 rész

Az Euler kihajlás vagy az elasztikus kritikus terhelés:

$$N_{fi,cr,z} = \pi^2 \cdot (EI)_{fi,eff,z} / l_{\theta}^2 = \pi^2 \cdot 4,70 \cdot 10^7 / (0,5 \cdot 400)^2 = 11610,7 \text{ kN}$$

ahol:

l_{θ} oszlop kihajlási hossza tűz esetén

A dimenzió nélküli karcsúság kiszámítható:

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \sqrt{N_{fi,pl,R} / N_{fi,cr,z}} = \sqrt{2659,8 / 11610} = 0,48$$

ahol:

$N_{fi,pl,R}$ az érték $N_{fi,pl,Rd}$ részleges biztonsági tényezővel $\gamma_{M,fi,I} = 1,0$

A redukciós tényező χ_z meghatározható a kihajlási görbe segítségével a 6.1 táblázat szerint.

EN 1993-1-1

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_{\theta}^2}} = \frac{1}{0,68 + \sqrt{0,68^2 - 0,48^2}} = 0,86$$

Section 6.3.1.2

ahol:

$$\Phi = 0,5 \cdot \left(1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_\theta - 0,2) + \bar{\lambda}_\theta^2\right) = 0,5 \cdot \left(1 + 0,49 \cdot (0,48 - 0,2) + 0,48^2\right) = 0,68$$

A tervezett kihajlási ellenállás számítható.

EN 1994-1-2

$$N_{f_i, Rd, z} = \chi_z \cdot N_{f_i, pl, Rd} = 0,86 \cdot 2659,8 = 2287,4 \text{ kN}$$

Ellenőrzés:

$$N_{f_i, d} / N_{f_i, Rd, z} = 1143,8 / 2287,4 = 0,50 < 1 \quad \checkmark$$

2.3 Ellenőrzés táblázati adatok módszerével

Az táblázati adatok alapján történő ellenőrzést kell elvégezni szilárdságilag

4.2.3.3 rész

Amikor meghatározzuk a terhelés mértékét $\eta_{f_i, t}$ az erősítési arány 1% és 6% között lehet. Magasabb, vagy alacsonyabb arányokat nem kell figyelembe venni.

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \begin{cases} \geq 1\% \\ \leq 6\% \end{cases}$$

$$\frac{19,6}{731,4 + 19,6} = 0,03 = 3\% \begin{cases} > 1\% \\ < 6\% \end{cases}$$

A terhelési szint számítása:

$$\eta_{f_i, t} = E_{f_i, d, t} / R_d = N_{f_i, d} / N_{Rd} = 1143,8 / 4130,4 = 0,28$$

A paraméterek adottak az EN 1994-1-2 rész 4.6 táblázatában melyek lineárisan interpolálhatóak.

Ebben az esetben szükséges az eltolás.

9. táblázat Részlegesen tokozott acélszelvényű kompozit oszlop ellenőrzése

Minimum	Valós	
$\min e_w / e_f = 0,5$	$e_w / e_f = 1,1 / 1,9 = 0,58$	✓
$\min b = \min h = 200 \text{ mm}$	$b = h = 300 \text{ mm}$	✓
$\min u_s = 50 \text{ mm}$	$u_s = 50 \text{ mm}$	✓
$\min A_s / (A_c + A_s) = 4\%$	$A_s / (A_c + A_s) = 3\%$	✗

Az kompozit oszlop erősítésének aránya túl alacsony. Hogy megemeljük az arányt, az erősítőkordák átmérőjét kell megnövelni, vagy meg kell többszörözni a számukat.

Az egyszerű számítási modellel végzett ellenőrzés teljesen sikeres lehet. Ez azt mutatja, hogy a táblázati adatok modellje alapján történő ellenőrzéskor csak konzervatívabb értékeket nyerünk.

HIVATKOZÁSOK

EN 1991, *Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire*, Brussels: CEN, November 2002

EN 1993, *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules*, Brussels: CEN, May 2005

EN 1994, *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2: General Rules – Structural Fire Design*, Brussels: CEN, November 2006

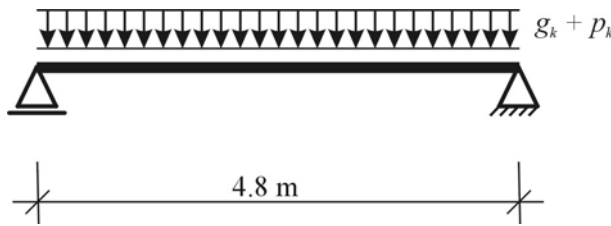
Példa az EN 1994 1-2 részhez: Kompozit lemez

P. Schaumann, T. Trautmann

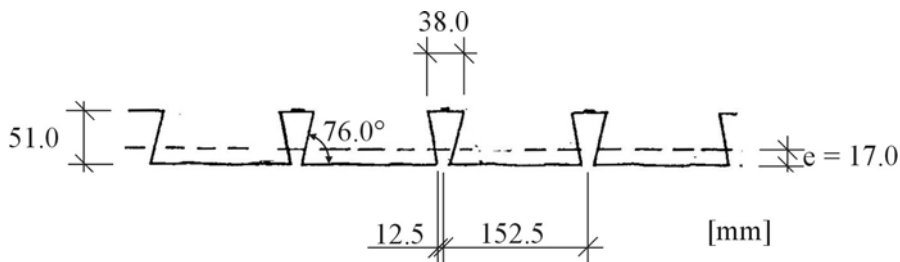
University of Hannover – Institute for Steel Construction, Hannover, Germany

1 FELADAT

Egy kompozit lemez tűzvédelmi méretezését kell elvégezni. Ez a lemez egy bevásárló központ eleme, az áthidaló távolság 4.8 m. A lemez méretezését úgy végezzük, mint az alkalmazott gerendaszor egy elemének méretezését. Az előírt tűzvédelmi ellenállási osztály R 90 legyen.



1. ábra: Statikai rendszer



2. ábra: Acéllemez

Anyagi jellemzők:

Acéllemez:

Folyáshatár: $f_{yp} = 350 \text{ N/mm}^2$
Keresztmetszet területe: $A_p = 1562 \text{ mm}^2/\text{m}$
Az m+k módszer paraméterei: $k = 0.150 \text{ N/mm}^2$

Beton:

Szilárdsági osztály: C 25/30
Nyomószilárdság: $f_c = 25 \text{ N/mm}^2$
Magasság: $h_t = 140 \text{ mm}$
Keresztmetszet területe: $A_c = 131,600 \text{ mm}^2/\text{m}$

Terhelések:

Állandó terhelések:

Acéllemez: $g_{p,k} = 0.13 \text{ kN/m}^2$

Beton: $g_{c,k} = 3.29 \text{ kN/m}^2$

Hasznos teher: $g_{f,k} = 1.2 \text{ kN/m}^2$

Változó terhelések:

Élőterhelés: $p_k = 5.0 \text{ kN/m}^2$

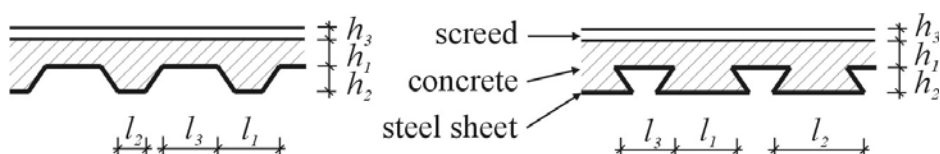
Tervezett hajlító nyomatékok normál hőmérsékleten:

$$M_{s,d} = 39.56 \text{ kNm}$$

2 KOMPOZIT LEMEZ TŰZVÉDELMI ELLENÁLLÁSA

A kompozit lemezmeretezés ellenőrzése a 4.3 rész D mellékletének megfelelően történik.

2.1 Geometriai paraméterek és alkalmazási területek



3. ábra Keresztmetszet geometriája

$$h_1 = 89 \text{ mm}$$

$$h_2 = 51 \text{ mm}$$

$$l_1 = 115 \text{ mm}$$

$$l_2 = 140 \text{ mm}$$

$$l_3 = 38 \text{ mm}$$

1. táblázat Normál betonból és beszőgellő acéllemezből készült kompozit lemezek alkalmazása

Beszőgellő profilok alkalmazása [mm]	Meglévő geometriai paraméterek [mm]
$77.0 \leq l_1 \leq 135.0$	$l_1 = 115.0$
$110 \leq l_2 \leq 150.0$	$l_2 = 140.0$
$38.5 \leq l_3 \leq 97.5$	$l_3 = 38.0$
$50.0 \leq h_1 \leq 130.0$	$h_1 = 89.0$
$30.0 \leq h_2 \leq 70.0$	$h_2 = 51.0$

2.2 Mechanikai hatások tűzben

A terhelés meghatározható a baleseti szituációhoz a kombinációs szabállyal.

$$E_{dA} = E \left(\sum G_k + A_d + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

Az EN 1994 1-2 résznek megfelelően, az E_d terhelés csökkenthető az η_{fi} tényezővel. Számítása:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}} = \frac{(0.13 + 3.29 + 1.2) + 0.6 \cdot 5.0}{1.35 \cdot (0.13 + 3.29 + 1.2) + 1.5 \cdot 5.0} = 0.55$$

Az η_{fi} -segítségével a tervezett hajlító nyomaték $M_{fi,d}$ kiszámítható, mint:

$$M_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot M_{sd} = 0.55 \cdot 39.56 = 21.76 \text{ kNm/m}$$

EN 1991-1-2

4.3 rész

EN 1994-1-2

2.4.2 rész

2.3 Termikus szigetelés

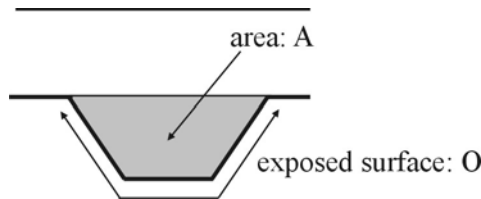
D.1 rész

A hőszigetelés kritériuma "I", hogy biztosítva legyen az elem termikus feltétele. A lemez felső rétegének átlaghőmérséklete nem emelkedhet 140 °C fölé, és a maximális hőmérsékleti határ 180 °C legyen.

Az ellenőrzés az idő szerint történik. Az időtartam, melyben a lemez megfelel az "I" kritériumoknak a következőképpen számítható:

$$t_i = a_0 + a_1 \cdot h_1 + a_2 \cdot \Phi + a_3 \cdot \frac{A}{L_r} + a_4 \cdot \frac{1}{l_3} + a_5 \cdot \frac{A}{L_r} \cdot \frac{1}{l_3}$$

A borda geometriai tényezője A/L_r ekvivalens a keresztmetszeti tényezővel A_p/V a gerendáknál. A tényező szerint a tömeg és a magasság pozitív hatással van a lemez hevítésére.



4. ábra: A borda geometriai tényezőjének definiálása

$$\frac{A}{L_r} = \frac{h_2 \cdot \left(\frac{l_1 + l_2}{2} \right)}{l_2 + 2 \cdot \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2}} = \frac{51 \cdot \left(\frac{115 + 140}{2} \right)}{140 + 2 \cdot \sqrt{51^2 + \left(\frac{115 - 140}{2} \right)^2}} = 26.5 \text{ mm}$$

A láthatósági tényező Φ utal az árnyékhatasra a borda felső peremén.

$$\begin{aligned} \Phi &= \left[\sqrt{h_2^2 + \left(l_3 + \frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2} - \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2} \right] / l_3 \\ &= \left[\sqrt{51^2 + \left(38 + \frac{115 - 140}{2} \right)^2} - \sqrt{51^2 + \left(\frac{115 - 140}{2} \right)^2} \right] / 38 \\ &= 0.119 \end{aligned}$$

Az a_i aránytényező a normál súlyú betonoknál adott a 2 táblázatban:

2. táblázat: Aránytényezők a tűzvédelmi ellenállások meghatározásához a hőszigetelés figyelembevételével (lásd EN 1994-1-2, D melléklet, D.1 táblázat)

	a_0 [min]	a_1 [min/mm]	a_2 [min]	a_3 [min/mm]	a_4 mm·min	a_5 [min]
Normál súlyú beton	-28.8	1.55	-12.6	0.33	-735	48.0
Könnyű súlyú beton	-79.2	2.18	-2.44	0.56	-542	52.3

Ezekkel a paraméterekkel, t_i kiszámítható:

$$\begin{aligned}
t_i &= (-28.8) + 1.55 \cdot 89 + (-12.6) \cdot 0.119 \\
&\quad + 0.33 \cdot 27 + (-735) \cdot 1/38 + 48 \cdot 27 \cdot 1/38 \\
&= 131.48 \text{ min} > 90 \text{ min} \quad \checkmark
\end{aligned}$$

2.4 A teherbírás ellenőrzése

4.3.2 rész

A tervezett képlékeny ellenállás kiszámítható, mint:

$$M_{f_i,t,Rd} = \sum A_i \cdot z_i \cdot k_{y,\theta,i} \cdot \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,f_i}} \right) + \alpha_{slab} \cdot \sum A_j \cdot z_j \cdot k_{c,\theta,j} \cdot \left(\frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,f_i,c}} \right)$$

Ahhoz, hogy megkapjuk a redukáló tényezőket $k_{y,\theta}$ a felső és az alsó peremekhez és a hálózhoz, a hőmérsékleteket meg kell határozni. Ezek az alábbiak szerint számíthatóak:

$$\theta_a = b_0 + b_1 \cdot \frac{1}{l_3} + b_2 \cdot \frac{A}{L_r} + b_3 \cdot \Phi + b_4 \cdot \Phi^2$$

D.2 rész

A b_i aránytényező megkapható a 3. táblázatból:

3. táblázat: Aránytényezők az acélfelületek hőmérsékletének meghatározásához (lásd EN 1994-1-2, D melléklet, D.2 táblázat)

Beton	Tűzvédelmi ellenállás [min]	Acéllemez része	b_0 [°C]	b_1 [°C·mm]	b_2 [°C/mm]	b_3 [°C]	b_4 [°C]
Normál súlyú beton	60	Alsó perem	951	-1197	-2.32	86.4	-150.7
		Háló	661	-833	-2.96	537.7	-351.9
		Felső perem	340	-3269	-2.62	1148.4	-679.8
	90	Alsó perem	1018	-839	-1.55	65.1	-108.1
		Háló	816	-959	-2.21	464.9	-340.2
		Felső perem	618	-2786	-1.79	767.9	-472.0
	120	Alsó perem	1063	-679	-1.13	46.7	-82.8
		Háló	925	-949	-1.82	344.2	-267.4
		Felső perem	770	-2460	-1.67	592.6	-379.0

Az acéllemez különböző részeihez a hőmérsékletek meghatározása:

Alsó perem:

$$\begin{aligned}
\theta_{a,l} &= 1018 - 839 \cdot \frac{1}{38} - 1.55 \cdot 27 + 65.1 \cdot 0.119 - 108.1 \cdot 0.119^2 \\
&= 960.29 \text{ °C}
\end{aligned}$$

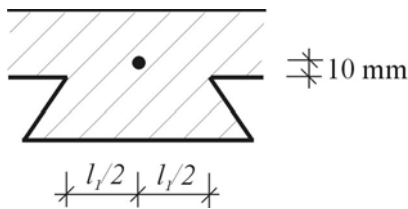
Háló:

$$\begin{aligned}\theta_{a,w} &= 816 - 959 \cdot \frac{1}{38} - 2.21 \cdot 27 + 464.9 \cdot 0.119 - 340.2 \cdot 0.119^2 \\ &= 781.60 \text{ }^\circ\text{C}\end{aligned}$$

Felső perem:

$$\begin{aligned}\theta_{a,l} &= 618 - 2786 \cdot \frac{1}{38} - 1.79 \cdot 27 + 767.9 \cdot 0.119 - 472.0 \cdot 0.119^2 \\ &= 580.87 \text{ }^\circ\text{C}\end{aligned}$$

Hogy előírt teherbírást megkapjuk a tűz esetén, erősítő bordákat kell alkalmazni, amelyek elhanyagolhatóak a normál hőmérsékletű tervezéseknél. Minden bordázathoz egy $\varnothing 10$ mm átmérőjű acélrudat alkalmazunk. Az acélrúd elhelyezését az 5. ábra mutatja.



5. ábra: Az erősítő rudak elhelyezése

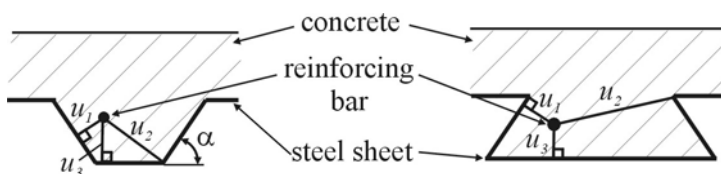
Az erősítő acélrúd hőmérsékletének számítása:

$$\theta_s = c_0 + c_1 \cdot \frac{u_3}{h_2} + c_2 \cdot z + c_3 \cdot \frac{A}{L_r} + c_4 \cdot \alpha + c_5 \cdot \frac{1}{l_3}$$

ahol:

$$\begin{aligned}\frac{1}{z} &= \frac{1}{\sqrt{u_1}} + \frac{1}{\sqrt{u_2}} + \frac{1}{\sqrt{u_3}} \\ &= \frac{1}{\sqrt{l_1/2}} + \frac{1}{\sqrt{l_1/2}} + \frac{1}{\sqrt{h_2 + 10}} \quad (\text{simplified}) \\ &= \frac{1}{\sqrt{57}} + \frac{1}{\sqrt{57}} + \frac{1}{\sqrt{61}} \\ &= 0,393 \text{ } 1/\text{mm}^{0.5}\end{aligned}$$

$$\Rightarrow z = 2.54 \text{ mm}^{0.5}$$



6. ábra Az u_1 , u_2 , u_3 távolságok és az α szög meghatározása.

A c_i tényezők a normálsúlyú betonokhoz a 4. táblázatban megtalálhatóak:

4. táblázat: Tényezők az erősítőbordázat acélrúdjaiknak hőmérsékletének meghatározásához. (lásd EN 1994-1-2, D melléklet, D.3 táblázat)

Beton	Tűzvédelmi idő [min]	c_0 [°C]	c_1 [°C]	c_2 [°C/mm ^{0.5}]	c_3 [°C/mm]	c_4 [°C/°]	c_5 [°C]
Normál	60	1191	-250	-240	-5.01	1.04	-925
súlyú beton	90	1342	-256	-235	-5.30	1.39	-1267
	120	1387	-238	-227	-4.79	1.68	-1326

Ezekkel a paraméterekkel a hőmérséklete az erősítő acélbordáknak:

$$\begin{aligned} \theta_s &= 1342 + (-256) \cdot \frac{61}{51} + (-235) \cdot 2,54 \\ &\quad + (-5,30) \cdot 27 + 1,39 \cdot 104 + (-1267) \cdot \frac{1}{38} \\ &= 407,0 \text{ °C} \end{aligned}$$

Az acéllemez redukáló tényezői $k_{v,i}$ adottak az EN 1994-1-2 3.2 táblázatában. Az erősítés redukáló tényezői a 3.4 táblázatban találhatóak, mert az erősítő bordák hidegen megmunkáltak.

A teherbírás, mindegyik elemnél, az acéllemeznél és az erősítő bordázatnál ezek után már kiszámítható:

5. táblázat: Redukáló tényezők és teherbírások

	Hőmérséklet θ_i [°C]	Redukáló tényező $k_{v,i}$ [-]	Részterület A_i [cm ²]	$f_{y,i}$ [kN/cm ²]	Z_i [kN]
Alsó perem	960.29	0.047	1.204	35.0	1.98
Háló	781.60	0.132	0.904	35.0	4.18
Felső perem	580.87	0.529	0.327	35.0	6.05
Erősítés	407.0	0.921	0.79	50.0	36.38

A hajlítás semleges tengelye számítható a horizontális erők egyensúlyából. Az egyensúly felírható egy bordára: ($b = l_1 + l_2$).

$$z_{pl} = \frac{\sum Z_i}{a_{slab} \cdot (l_1 + l_3) \cdot f_c} = \frac{1.98 + 4.18 + 6.05 + 36.38}{0,85 \cdot (115 + 38) \cdot 25 \cdot 10^{-3}} = 15,0 \text{ mm}$$

A képlékeny ellenállás egy bordára szintén meghatározható:

6. táblázat: Egy borda ellenállásának meghatározása

	Z_i [kN]	z_i [cm]	M_i [kNcm]
Alsó perem	1.98	14.0	27.72
Háló	4.18	$14,0 - 5,1 / 2 = 11,45$	47.86
Felső perem	6.05	$14,0 - 5,1 = 8,9$	53.85
Erősítés	36.38	$14,0 - 5,1 - 1,0 = 7,9$	287.4
Beton	-48.59	$1,50 / 2 = 0,75$	-36.44
			$\Sigma 380,39$

A hajlító nyomaték $M_{pl,rib} = 3.80$ kNm és a szélesség $w_{rib} = 0.152$ m egy bordára, a kompozit lemez hajlítási ellenállása:

$$M_{fi,Rd} = 3.80/0.152 = 25.00 \text{ kNm/m}$$

Ellenőrzés:

$$\frac{21.76}{25.00} = 0.88 < 1 \quad \checkmark$$

HIVATKOZÁSOK

EN 1991, *Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire*, Brussels: CEN, November 2002

EN 1994, *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2: General Rules – Structural Fire Design*, Brussels: CEN, November 2006