

ZAVÁDĚNÍ EN 1992-1-2: „NAVRHOVÁNÍ BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ – ČÁST 1-2: NAVRHOVÁNÍ NA ÚČINKY POŽÁRU“ DO PRAXE – ZJEDNODUŠENÁ VÝPOČETNÍ METODA PRO NOSNÍKY A DESKY ■ INTRODUCTION OF EN 1992-1-2: “DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES – PART 1-2: FIRE DESIGN” TO PRACTICE – SIMPLIFIED CALCULATION METHOD FOR BEAMS AND SLABS

Jaroslav Procházka, Radek Štefan

Příspěvek je věnován problematice navrhování betonových konstrukcí na účinky požáru podle normy ČSN EN 1992-1-2 [4]. Popisuje zjednodušenou výpočetní metodu pro nosníky a desky, která představuje další alternativu ověření požární odolnosti konstrukčních prvků. Příspěvek navrhuje na články uveřejněné v předchozích číslech časopisu [5-7]. ■ This paper is devoted to fire design of concrete structures according to ČSN EN 1992-1-2 [4]. The simplified calculation method for beams and slabs, which is the alternative method for the assessment of fire resistance of structural members, is described. The paper follows the articles printed in previous issues of this journal [5-7].

Pro ověření požární odolnosti železobetonových konstrukčních prvků lze podle normy ČSN EN 1992-1-2 [4] použít tabulkové hodnoty, zjednodušené výpočetní metody a zpřesněné výpočetní metody. Postup stanovení požární odolnosti s využitím tabulkových hodnot byl popsán v článku [6]. Příspěvek [7] byl zaměřen na vybrané zjednodušené metody výpočtu – metodu izotermie 500 °C a zónovou metodu.

Tento článek je věnován zjednodušené metodě pro nosníky a desky, uvedené v příloze E normy ČSN EN 1992-1-2 [4]. Zjednodušená metoda je určena pouze pro převážně rovnoměrně zatížené prvky (nosníky a desky), u kterých byl návrh při běžné teplotě založen na lineární analýze, případně na lineární analýze s omezenou redistribucí silových účinků (viz kapitola 5 normy ČSN EN 1992-1-1 [3]). Pokud je u spojitých nosníků nebo desek uvažována redistribuce ohybových momentů vyšší než 15 %, lze metodu použít pouze v případě, že je pro požadovanou požární situaci zajištěna dostatečná rotační kapacita v podporách.

Metoda je určena pro prvky, u kterých při tabulkovém ověření požární odolnosti (viz příspěvek [6]) vyhovují podmínky pro minimální rozměry průřezu (b_{\min} , b_w , h_s), avšak osová vzdálenost a spodní výztuže od povrchu betonu je menší, než je požadováno v tabulkách.

Metodu nelze použít pro spojitý nosníky, které mají v oblasti záporného momentu šířku b nebo b_w menší než 200 mm a výšku h menší než $2b_{\min}$, přičemž b_{\min} je hodnota uvedená ve sloupci 5 tabulky 1. Tato podmínka je velice přísná, na což byli zpracovatelé příslušné normy upozorněni. Při stávající podobě zmíněné podmínky prakticky nelze nalézt příklad spojitýho nosníku, který by s ohledem na požadovanou požární odolnost nevyhověl při tabulkovém posouzení a zároveň by bylo možné posoudit jej pomocí prezentované zjednodušené metody. Lze očekávat, že v příští revizi normy ČSN EN 1992-1-2 [4] bude omezující podmínka použití zjednodušené výpočetní metody pro spojitý nosníky zmírněna (sloupec 5 tab. 1 bude v podmínce nahrazen sloupcem 2, 3 nebo 4).

Redukce pevnosti výztuže v závislosti na teplotě se při použití této metody uvažuje podle grafu uvedeného na obr. 1.

PROSTĚ PODEPŘENÉ PRVKY

V případě prostě podepřených nosníků a desek se prokázání požární odolnosti provede ověřením podmínky (1).

$$M_{Ed,fi} \leq M_{Rd,fi}, \quad (1)$$

kde $M_{Ed,fi}$ je návrhová hodnota momentu od zatížení pro požární situaci určená podle vztahu (2).

$$M_{Ed,fi} = w_{Ed,fi} l_{eff}^2 / 8, \quad (2)$$

kde $w_{Ed,fi}$ je návrhová hodnota rovnoměrného zatížení [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$] pro požární situaci, stanovená podle norem ČSN EN 1990 [1] a ČSN EN 1991-1-2 [2], a l_{eff} je účinná délka (rozpětí) prvku. $M_{Rd,fi}$ je návrhová hodnota momentu únosnosti pro požární situaci určená podle vztahu (3).

$$M_{Rd,fi} = \frac{\gamma_s}{\gamma_{s,fi}} k_s(\theta) M_{Ed} \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}}, \quad (3)$$

kde γ_s je dílčí součinitel spolehlivosti materiálu pro ocel ($\gamma_s = 1,15$), $\gamma_{s,fi}$ je dílčí součinitel spolehlivosti materiálu pro

Tab. 1 Nejmenší rozměry b_{\min} a osové vzdálenosti a pro prostě podepřené nosníky ze železového a předpjatého betonu (zdroj: [4], tab. 5.5) ■ Tab. 1 Minimum dimensions b_{\min} and axis distances a for simply supported beams made of reinforced and prestressed concrete (source: [4], tab. 5.5)

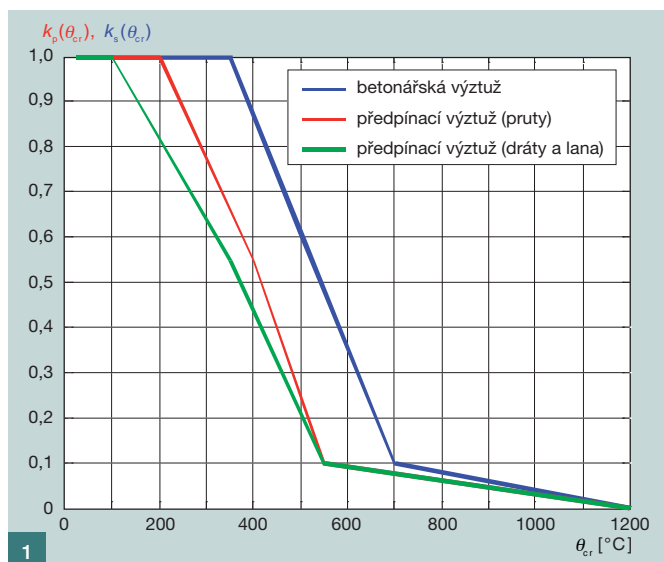
Normová požární odolnost	Nejmenší rozměry [mm]						
	Možné kombinace a a b_{\min} , kde a je průměrná osová vzdálenost výztuže od povrchu betonu, b_{\min} je šířka trámu.				Tloušťka stojiny b_w^*		
	2	3	4	5	Třída WA	Třída WB	Třída WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	$b_{\min} = 80$ $a = 25$	120 20	160 15**	200 15**	80	80	80
R 60	$b_{\min} = 120$ $a = 40$	160 35	200 30	300 25	100	80	100
R 90	$b_{\min} = 150$ $a = 55$	200 45	300 40	400 35	110	100	100
R 120	$b_{\min} = 200$ $a = 65$	240 60	300 55	500 50	130	120	120
R 180	$b_{\min} = 240$ $a = 80$	300 70	400 65	600 60	150	150	140
R 240	$b_{\min} = 280$ $a = 90$	350 80	500 75	700 70	170	170	160

$a_{sd} = a + 10$ mm, kde a_{sd} je osová vzdálenost od bočního lince trámu pro rohové výztužné pruty (nebo předpínací výztuž nebo dráty) u trámů s jednou vrstvou výztuže. Pro hodnoty b_{\min} větší než hodnoty uvedené ve sloupci 4 není zvětšení a_{sd} požadováno.

U předpjatých nosníků se má osová vzdálenost výztuže zvětšit o 10 mm pro předpínací pruty a o 15 mm pro předpínací dráty a lana.

* Podle národní přílohy normy ČSN EN 1992-1-2 se pro ČR uvažuje třída WA.

** Obvykle rozhoduje krytí předepsané normou ČSN EN 1992-1-1.



ocel při požární situaci ($\gamma_{s,fi} = 1$), $k_s(\theta)$ je součinitel redukce pevnosti oceli v závislosti na teplotě θ v ose výztužných prutů (obr. 1), M_{Ed} je návrhová hodnota momentu od zatížení při běžné teplotě, $A_{s,prov}$ je plocha navržené tahové výztuže a $A_{s,req}$ je plocha tahové výztuže požadovaná v návrhu při běžné teplotě (podle normy ČSN EN 1992-1-1 [3]), přičemž poměr $A_{s,prov}/A_{s,req}$ může být maximálně 1,3.

SPOJITÉ PRVKY

Návrh na účinky požáru má zajistit statickou rovnováhu ohybových momentů a posouvajících sil po celé délce spojitých nosníků a desek. Pro zajištění rovnováhy lze uvažovat redistribuci ohybových momentů z pole do podpor, u nichž je navržena dostatečná výztuž na zatížení při požární situaci. Tato výztuž má být dostatečně zavedena do pole tak, aby bylo zajištěno bezpečné přenesení ohybových momentů.

Pro ověření požární odolnosti spojitých nosníků a desek se nejprve stanoví návrhová hodnota momentu únosnosti $M_{Rd,fi,Span}$ v místě maximálního mezipodporového momentu podle vztahu (3).

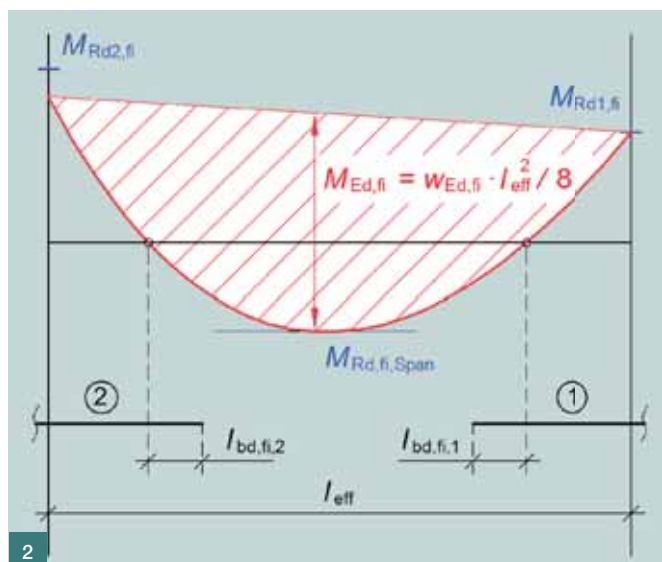
Dále se stanoví návrhové hodnoty momentů únosnosti nad podporami. Pokud nejsou k dispozici přesnější výsledky, lze pro výpočet podporových momentů únosnosti využít vztah (4).

$$M_{Rd,fi} = \frac{\gamma_s}{\gamma_{s,fi}} M_{Ed} \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} \frac{d-a}{d}, \quad (4)$$

kde d je účinná výška průřezu nad podporou, a je požadovaná průměrná osová vzdálenost výztuže od spodního líce podle tab. 1 sloupce 5 pro nosníky a podle tab. 2 sloupce 3 pro desky. Význam ostatních značek viz vztah (3) (včetně omezení poměru $A_{s,prov}/A_{s,req}$).

Vztah (4) platí pro prvky, u nichž teplota horní výztuže nad podporou nepřekročí 350 °C pro betonářskou výztuž a 100 °C pro předpínací výztuž. Pokud je dosaženo vyšší teploty, redukuje se moment únosnosti $M_{Rd,fi}$ součinitelem $k_s(\theta_{cr})$ nebo $k_p(\theta_{cr})$ podle obr. 1.

Určí se maximální ohybový moment $M_{Ed,fi}$ od působícího rovnoměrného zatížení při požární situaci podle vztahu (2) (za rozpětí l_{eff} se dosadí rozpětí příslušného pole posuzovaného spojitého prvku) a jeho obrazec se sestojí v místě momentu únosnosti $M_{Rd,fi,Span}$ tak, aby podporové momenty $M_{Rd1,fi}$ a $M_{Rd2,fi}$ zajistily rovnováhu (obr. 2). To lze provést následovně:



Obr. 1 Referenční křivky pro kritickou teplotu θ_{cr} betonářské a předpínací výztuže odpovídající redukčnímu součiniteli

$k_s(\theta_{cr}) = \sigma_{s,fi}/f_{yk}(20\text{ °C})$ nebo $k_p(\theta_{cr}) = \sigma_{p,fi}/f_{pk}(20\text{ °C})$ (zdroj: [4], obr. 5.1) ■ Fig. 1 Reference curves for critical temperature θ_{cr} of reinforcing and prestressing steel corresponding to the reduction factor

$k_s(\theta_{cr}) = \sigma_{s,fi}/f_{yk}(20\text{ °C})$ or $k_p(\theta_{cr}) = \sigma_{p,fi}/f_{pk}(20\text{ °C})$ (source: [4], fig. 5.1)

Obr. 2 Umístění momentového obrazce $M_{Ed,fi}$ pro zajištění rovnováhy s vyznačením minimální délky horní výztuže 1 a 2 (zdroj: [4], obr. E.1) ■ Fig. 2 Positioning the free bending moment diagram $M_{Ed,fi}$ to establish equilibrium, illustration of the minimum length of upper reinforcement 1 and 2 (source: [4], fig. E.1)

- Na jedné straně se zvolí moment menší nebo roven momentu únosnosti nad podporou.
- V závislosti na hodnotě momentu $M_{Ed,fi}$ se určí požadovaný moment ve druhé podpoře.
- Ověří se, zda je požadovaný moment ve druhé podpoře menší nebo roven příslušnému momentu únosnosti nad podporou.

Při posouzení požární odolnosti je nutné ověřit, zda navržená délka výztužných prutů přesahuje za podporu k příslušnému bodu nulového momentu $M_{Ed,fi}$ (průsečík momentového obrazce $M_{Ed,fi}$ se střednicí prvku) na kotevní délku $l_{bd,fi}$ určenou podle vztahu (5) (obr. 2).

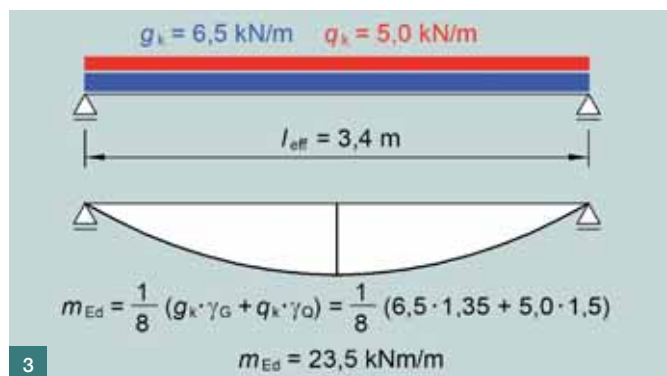
$$l_{bd,fi} = \frac{\gamma_s}{\gamma_{s,fi}} \frac{\gamma_{c,fi}}{\gamma_c} l_{bd}, \quad (5)$$

kde γ_c je dílčí součinitel spolehlivosti materiálu pro beton ($\gamma_c = 1,5$), $\gamma_{c,fi}$ je dílčí součinitel spolehlivosti materiálu pro beton při požární situaci ($\gamma_{c,fi} = 1$), l_{bd} je návrhová kotevní délka, stanovená podle kapitoly 8 normy ČSN EN 1992-1-1 [3]. Význam ostatních značek viz vztah (3).

PŘÍKLAD

Má se posoudit, zda prostě uložená stropní deska tloušťky $h_s = 0,2$ m o rozpětí $l_{eff} = 3,4$ m splňuje požadovanou požární odolnost REI 90. Deska je zatížena stálým zatížením $g_k = 6,5$ kN/m (včetně vlastní tíhy) a proměnným zatížením $q_k = 5$ kN/m (obr. 3). Stropní konstrukce se nachází v obchodním domě (kategorie zatížení B, kombinací součinitel $\psi_{2,1} = 0,6$), uvažovaný stupeň vlivu prostředí XC1. Návrhová životnost je 50 let. Použité materiály: beton C25/30, ocel B500B.

Při návrhu za běžné teploty bylo navrženo krytí hlavní nosné výztuže $c = 20$ mm, výztužení $\phi 8$ mm po 130 mm ($a_s = 387$ mm²/m, požadovaná plocha výztuže $a_{s,req} =$



Obr. 3 Schéma posuzované desky ■ Fig. 3 Scheme of the analyzed slab

Obr. 4 Teplotní profil posuzované desky, stanovení teploty ve výztuži (zdroj: program [8]) ■ Fig. 4 Temperature profile of the analyzed slab, determination of reinforcement temperature (source: program [8])

= 315 mm²/m). Takto navržená deska za běžné teploty vyhoví ($m_{Rd} = 28,8 \text{ kNm/m} > m_{Ed} = 23,5 \text{ kNm/m}$).

POSOUZENÍ POŽÁRNÍ ODOLNOSTI POMOCÍ TABULEK

Pro požadovanou požární odolnost REI 90 jsou v tab. 2 uvedeny následující hodnoty: $h_{s,tab} = 100 \text{ mm}$, $a_{tab} = 30 \text{ mm}$.

Požadavek na minimální tloušťku desky $h_s \geq h_{s,tab}$ je splněn,

$$h_s = 200 \text{ mm} > h_{s,tab} = 100 \text{ mm}.$$

Deska tedy splňuje kritérium požárně dělicí funkce EI 90. Osová vzdálenost výztuže od spodního povrchu desky se určí jako

$$a_s = c + \phi/2 = 20 + 8/2 = 24 \text{ [mm]}.$$

Požadavek $a \geq a_{tab}$ tedy splněn není,

$$a = 24 \text{ mm} < a_{tab} = 30 \text{ mm}.$$

Deska podle tabulkového posouzení nesplňuje požadovanou požární odolnost REI 90, splňuje pouze kritérium EI 90.

Podle normy ČSN EN 1992-1-2 [4] by se dále mohlo postupovat tak, že by se hodnota a_{tab} redukovala s přihlédnutím ke skutečnému napětí ve výztuži a její teplotě. Jelikož byl tento postup ukázán v jednom z předchozích příspěvků (viz [7]), bude posouzení dále provedeno zjednodušenou metodou prezentovanou v tomto článku.

POSOUZENÍ POŽÁRNÍ ODOLNOSTI POMOCÍ ZJEDNODUŠENÉ METODY PRO NOSNÍKY A DESKY

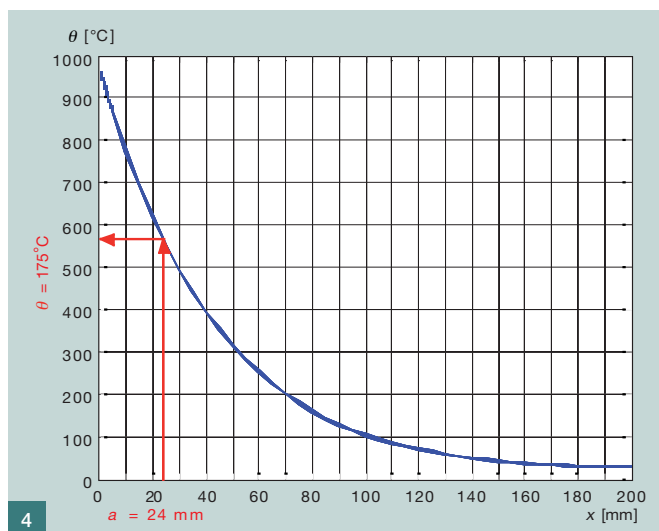
Návrhová hodnota rovnoměrného zatížení pro požární situaci se určí podle vztahu uvedeného v normě ČSN EN 1990 [1] pro mimořádnou návrhovou situaci, reprezentativní hodnota proměnného zatížení se podle národní přílohy normy ČSN EN 1991-1-2 [2] uvažuje jako kvazistálá hodnota (kombinační součinitel $\psi_{2,1}$), platí tedy

$$w_{Ed,fi} = g_k + \psi_{2,1} q_k = 6,5 + 0,6 \cdot 5 = 9,5 \text{ [kNm]}.$$

Návrhová hodnota momentu od zatížení pro požární situaci se vypočítá podle vztahu (2) jako

$$m_{Ed,fi} = w_{Ed,fi} l_{eff}^2 / 8 = 9,5 \cdot 3,4^2 / 8 = 13,7 \text{ [kNm]}.$$

K výpočtu momentu únosnosti pro požární situaci je nutné určit teplotu výztuže θ a odpovídající redukční součinitel $k_s(\theta)$.



Tab. 2 Nejmenší rozměry h_s a osové vzdálenosti a pro prostě podepřené železobetonové a předpjaté desky pnuté v jednom a ve dvou směrech (zdroj: [4], tab. 5.8) ■ Tab. 2 Minimum dimensions h_s and axis distances a for reinforced and prestressed concrete simply supported one-way and two-way solid slabs (source: [4], tab. 5.8)

Normová požární odolnost	Nejmenší rozměry [mm]			
	Tloušťka desky h_s	Osová vzdálenost výztuže a		
		Deska působící v jednom směru	Deska působící ve dvou směrech	
1	2	3	$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2$
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

l_x a l_y jsou rozpětí desky pnuté ve dvou směrech (vzájemně kolmých), kde l_y je větší rozpětí. U předpjatých desek se má osová vzdálenost výztuže zvětšit o 10 mm pro předpínací pruty a o 15 mm pro předpínací dráty a lana.

Osová vzdálenost a ve sloupcích 4 a 5 pro desky pnuté ve dvou směrech se vztahuje na desky podepřené po celém obvodu. V ostatních případech se mají považovat za desky pnuté v jednom směru.

* Obvykle rozhoduje krytí předepsané normou ČSN EN 1992-1-1.

Teplotu výztuže lze stanovit např. pomocí teplotních profilů uvedených v normě ČSN EN 1992-1-2 [4] (viz článek [7]) nebo s využitím příslušných výpočetních programů. V tomto příkladu bude teplota výztuže stanovena pomocí programu *TempAnalysis* [8]. Teplota v desce tloušťky $h_s = 200 \text{ mm}$ vystavené normovému požáru z jedné strany má ve vzdálenosti $a = 24 \text{ mm}$ od líce průřezu hodnotu $\theta = 571 \text{ °C}$ (obr. 4).

Hodnotu redukčního součinitele $k_s(\theta)$ lze určit z grafu uvedeného na obr. 1 (křivka pro betonářskou výztuž). S ohledem na přesnost výpočtu je však vhodnější hodnotu redukčního součinitele vypočítat ze vztahů, na základě kterých byly grafy na obr. 1 vykresleny. Tyto vztahy jsou podrobně uvedeny v článku [6]. Pro betonářskou výztuž a interval teplot 500 až 700 °C platí

$$k_s(\theta) = 0,61 - 0,5 \cdot \frac{\theta - 500}{200}$$

po dosazení $\theta = 571 \text{ °C}$

$$k_s(\theta) = 0,61 - 0,5 \cdot \frac{571 - 500}{200} = 0,43$$

Návrhová hodnota momentu únosnosti pro požární situaci se vypočítá podle vztahu (3) jako

Literatura:

- [1] ČSN EN 1990. Zásady navrhování konstrukcí. Praha: ČNI, 2004
- [2] ČSN EN 1991-1-2. Zatížení konstrukcí – Část 1-2: Obecná zatížení – Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru. Praha: ČNI, 2004
- [3] ČSN EN 1992-1-1. Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: ČNI, 2006
- [4] ČSN EN 1992-1-2. Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-2: Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru. Praha: ČNI, 2006
- [5] Procházka J.: Zavádění EN 1992-1-2: „Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-2: Navrhování na účinky požáru“ do praxe – Úvod, materiálové charakteristiky. Beton TKS 3/2005, roč. 5, č. 3, s. 49–54, ISSN 1213-3116
- [6] Procházka J.: Zavádění EN 1992-1-2: „Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-2: Navrhování na účinky požáru“ do praxe – Ověření požární odolnosti pomocí tabulkových hodnot, Beton TKS 5/2005, roč. 5, č. 5, s. 54–62, ISSN 1213-3116
- [7] Procházka J., Tožičková L.: Zavádění EN 1992-1-2: „Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-2: Navrhování na účinky požáru“ do praxe – Zjednodušené metody navrhování, Beton TKS 1/2006, roč. 6, č. 1, s. 49–53, ISSN 1213-3116
- [8] Štefan R., Procházka J.: TempAnalysis – Výpočetní program pro teplotní analýzu průřezů vystavených účinkům požáru [software online]. Verze 1.0 (2009), Praha: ČVUT, 2009
URL <<http://concrete.fsv.cvut.cz/~stefan/vyzkum.htm>>

$$m_{Rd,fi} = \frac{\gamma_s}{\gamma_{s,fi}} k_s(\theta) m_{Ed} \cdot \frac{a_{s,prov}}{a_{s,req}} = \frac{1,15}{1,0} \cdot 0,43 \cdot 23,5 \cdot \frac{387}{315} = 14,3 \text{ [kNm]}$$

Jelikož poměr $a_{s,prov}/a_{s,req}$ ($387/315 = 1,23$) je menší než 1,3, není nutné hodnotu momentu $m_{Rd,fi}$ upravovat.

Podmínka spolehlivosti pro požární situaci (1) je splněna

$$m_{Rd,fi} = 14,3 \text{ kNm} > m_{Ed,fi} = 13,7 \text{ kNm}$$

Zjednodušenou metodou bylo prokázáno, že deska splňuje požadovanou požární odolnost REI 90.

Tento příspěvek byl vypracován za podpory poskytnuté Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy České republiky v rámci výzkumného záměru MSM 6840770001.

Prof. Ing. Jaroslav Procházka, CSc.

e-mail: jaroslav.prochazka@fsv.cvut.cz



Ing. Radek Štefan

e-mail: radek.stefan@fsv.cvut.cz



oba: Fakulta stavební ČVUT v Praze
Katedra betonových a zděných konstrukcí
Thákurova 7, 166 29 Praha 6
tel.: 224 354 633, fax: 233 335 797

PRVNÍ MEZINÁRODNÍ WORKSHOP: NAVRHOVÁNÍ BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ PODLE EN 1992-1-1

16. a 17. září 2010 se v Masarykově koleji v Praze za podpory mezinárodních organizací *fib* (The International Federation for Structural Concrete), CEN/TC 250 SC 2 (The European Committee for Standardization) a JRC (Joint Research Centre European Commission) konal první mezinárodní workshop Navrhování betonových konstrukcí podle EN 1992-1-1. Workshop pořádala Katedra betonových a zděných konstrukcí Stavební fakulty ČVUT v Praze ve spolupráci se Slovenskou technickou univerzitou v Bratislavě a Technickou univerzitou ve Vídni.

Hlavní program byl rozdělen do pěti sekcí. V první sekci byla podána krátká informace o výchozích podkladech EN 1992-1-1, stavu nových poznatků a znalostí (Model Code 2010) a uveden nástin možností další práce na revizi normy. Hlavní přednášky přednesli prof. Walraven, prof. Zilch, prof. Corres a prof. Mancini. Druhá sekce byla věnována prezentaci hlavních rysů Národních příloh (NP) a porovnání výsledků získaných při použití normy s NP (NP České republiky, Belgie, Německo, Holandsko, Spojeného království a Itálie). Výměna zkušeností s praktickým navrhováním betonových konstrukcí podle EN 1992-1-1, prezentace vypracovaných grafů a pomůcek pro navrhování betonových konstrukcí a návrhy na možné zlepšení pro budoucí práci na této normě byly předmětem třetí a čtvrté sekce. Poslední sekce byla věnována zkušenostem při navrhování mostních a dalších inženýrských konstrukcí s využitím přípustných stanovení EN 1992-1-1. Během celé akce se hodně diskutovalo ke všem předneseným příspěvkům. Na konci workshopu proběhlo krátké zhodnocení prezentovaných poznatků.

První den jednání byl prodloužen o příjemný společenský večer v Botelu Admirál, kde mnozí zúčastnění pokračovali v nedokončené diskuzi.

Workshop (zúčastnilo se ho 89 předních odborníků z 16 zemí) přispěl k výměně zkušeností při návrhu betonových konstrukcí podle EN 1992-1-1 a k prezentaci návrhů možných úprav normy při její plánované revizi. Účastníci hodnotili workshop jako velmi zdařilý s přínosnými návrhy pro další práci při úpravě EN 1992-1-1.

