

2 NAVRHOVÁNÍ BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ NA ÚČINKY POŽÁRU PODLE ČSN EN 1992-1-2:2006

2.1 Úvod

Norma ČSN EN 1992-1-2 [5] zajišťuje požární odolnost výhradně pasivními prvky (vlastní odolností konstrukce). Hlavním úkolem návrhu je zabránit předčasnému kolapsu konstrukce a omezit šíření požáru. Norma ČSN EN 1992-1-2 [5] platí pro konstrukce nebo jejich prvky navržené podle ČSN EN 1992-1-1 [4], ale neplatí pro předpjaté konstrukce s vnějšími kabely a skořepiny. Metody uvedené v normě ČSN EN 1992-1-2 [5] je možné použít až do třídy betonu C90/105 s tím, že pro třídu vyšší než C50/60 jsou v normě uvedena doplňující pravidla. Při návrhu betonových konstrukcí na účinky požáru se uvažuje mimořádná návrhová situace za požáru (viz ČSN EN 1992-1-1 [5] a ČSN EN 1991-1-2 [3]); při návrhu se zohledňují jen rozdíly nebo dodatky k návrhu konstrukce za normální teploty. Norma obsahuje následující přílohy:

- A – Teplotní profily (plná deska, základní průřezy trámů a sloupů)
- B – Jednoduché metody výpočtu (metoda izotermy 500°C, zónová metoda)
- C – Vzpěr sloupů za požáru (vliv účinků 2.řádu)
- D – Výpočtové metody pro smyk, kroucení a kotvení výztuže
- E – Zjednodušená metoda výpočtu pro trámy a desky (při rovnoměrném zatížení).

2.2 Zásady a metodika návrhu

Z hlediska požární odolnosti se uvažují tyto základní typy požadavků:

- „R“ mechanická odolnost (únosnost),
- „E“ požárně dělící funkce (celistvost),
- „I“ tepelně izolační funkce.

Pokud je požadována únosnost (kriterium R) musí být betonová konstrukce navržena tak, aby po dobu vystavení požadovanému požáru byla zachována její nosná funkce. Teplotní a mechanická zatížení se stanoví podle EN 1991-1-2. Výpočet obvykle zahrnuje model teplotní odezvy (stanovení vývoje a rozložení teploty v nosných prvcích a model mechanické odezvy (vystihující mechanické chování konstrukce).

Při výpočtu je třeba vždy uvážit vliv teplotní deformace způsobené gradientem teploty napříč průřezem, osovou nebo rovinnou roztažností je možné zanedbat. Výpočet části konstrukce je alternativou k výpočtu konstrukce jako celku. Vnitřní síly a reakce pro čas $t = 0$ je možné stanovit z výpočtu pro běžnou teplotu s uvážením redukčního součinitele. Model části konstrukce se sestaví s ohledem na očekávanou teplotní roztažnost a deformace tak, aby interakce s okolní konstrukcí mohla být aproximována časově nezávislými okrajovými podmínkami. Dále je třeba uvážit odpovídající způsob porušení pro zatížení požárem, teplotně závislé vlastnosti materiálů, teplotní roztažnost a deformace. Okrajové podmínky, podpory a reakce části konstrukce mohou zůstat neměnné po dobu trvání požáru.

Ověřuje se **podmínka spolehlivosti** ve tvaru:

$$E_{d,fi} \leq R_{d,fi}, \quad (1)$$

kde: $E_{d,fi}$ je účinek zatížení včetně vlivu teplotní roztažnosti a deformace,

$R_{d,fi}$ odpovídající únosnost za požáru.

Výpočet účinků zatížení má být proveden pro čas $t = 0$, při použití součinitelů $\psi_{1,1}$ nebo $\psi_{2,1}$, uvedených v kapitole 4 ČSN EN 1991-1-1 [2] (v národní příloze je doporučeno používat u halových objektů $\psi_{1,1}$, jinak $\psi_{2,1}$).

Zjednodušeně lze stanovit účinek zatížení při požáru $E_{d,fi}$ z výpočtu při běžné teplotě ze vztahu

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} E_d, \quad (2)$$

kde E_d je návrhová hodnota síly nebo momentu při běžné teplotě (20°C),

η_{fi} redukční součinitel pro úroveň zatížení při požární situaci.

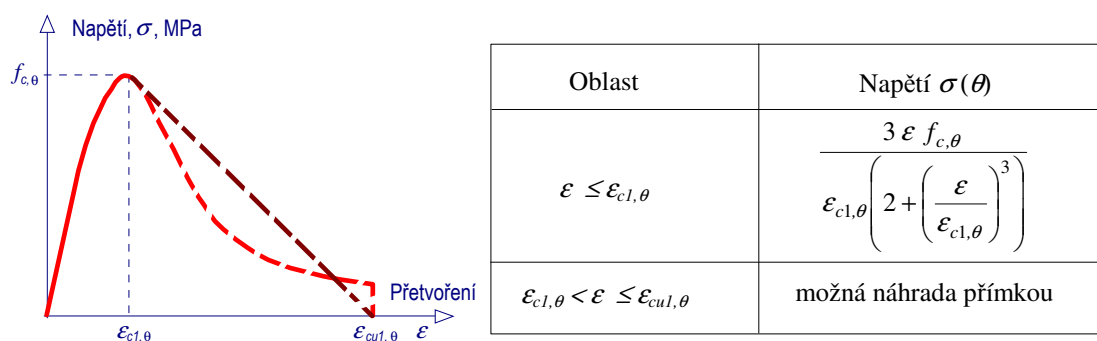
Jako zjednodušení se dovoluje použít $\eta_{fi} = 0,7$.

Alternativou k návrhu výpočtem může být návrh provedený na základě zkoušky požární odolnosti, popř. lze použít kombinace výpočtu a zkoušky, blíže viz ČSN EN 1990 [1].

2.3 Mechanické vlastnosti materiálů

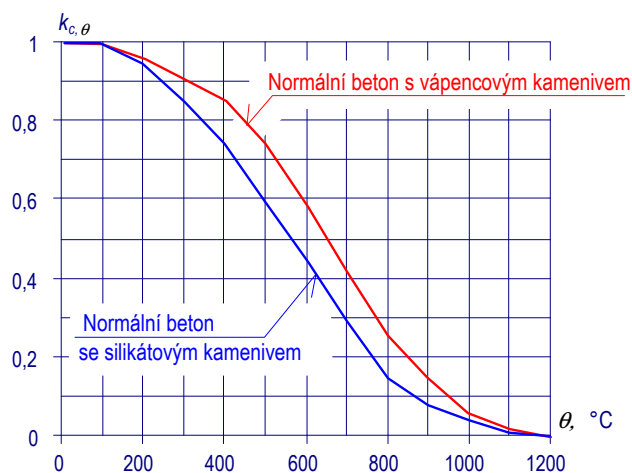
2.3.1 Mechanické vlastnosti betonu

Pevnostní a deformační vlastnosti jednoose tlačného betonu při zvýšené teplotě lze stanovit z pracovního diagramu uvedeného na obr. 1. Diagram je charakterizovaný pevností betonu v tlaku $f_{c,\theta}$ a přetvořením $\varepsilon_{c1,\theta}$ odpovídajícím $f_{c,\theta}$, jejichž hodnoty jsou uvedeny ČSN EN 1992-1-1 [4]. Pevnost betonu v tahu lze zanedbat (bezpečné – konzervativní).



Obr. 1 Matematický model pro pracovní diagram betonu v tlaku při zvýšené teplotě

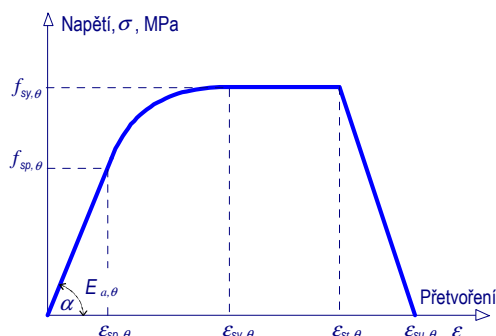
Pro stanovení redukované charakteristické pevnosti betonu v závislosti na teplotě θ , lze použít redukční součinitel $k_{c,\theta}$, jehož hodnota je patrna z obr. 1.



Obr. 2 Součinitel $k_{c,\theta}$ vyjadřující snížení charakteristické pevnosti betonu f_{ck}

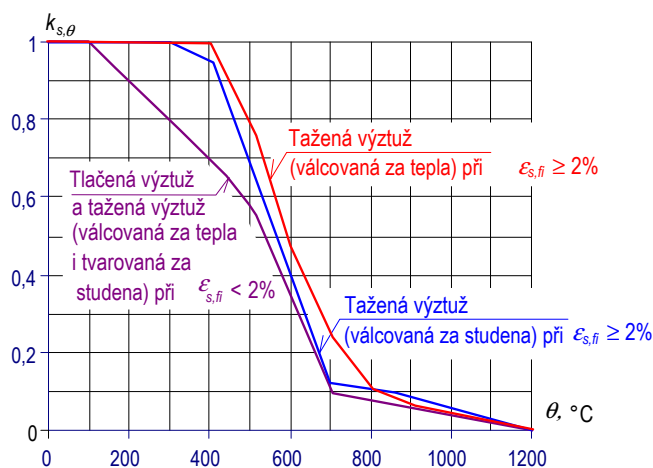
2.3.2 Mechanické vlastnosti výztuže

Pevnostní a deformační vlastnosti **betonářské a předpínací oceli** při zvýšené teplotě lze stanovit z pracovního diagramu uvedeného na obr. 3. Hodnoty maximálních napětí $f_{sy,\theta}$, resp. $f_{py,\theta}$, jsou vztaheny k charakteristickým hodnotám výztuže f_{sk} , resp. f_{pk} . Pracovní diagram oceli je charakterizovaný sklonem v lineární pružné oblasti, mezi úměrností $f_{sp,\theta}$ a největším napětím $f_{sy,\theta}$ při teplotě θ . Diagram lze použít i pro ocel namáhanou tlakem.

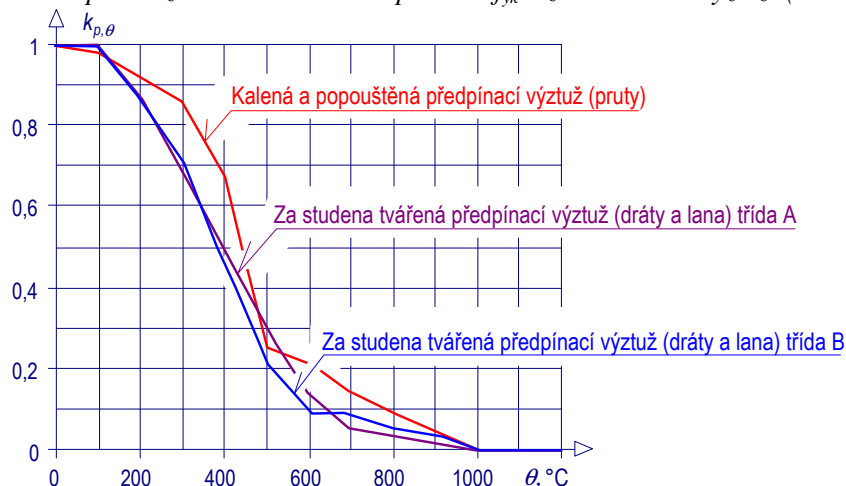


Obr. 3 Matematický model pro pracovní diagram betonářské a předpínací oceli při zvýšené teplotě (pro předpínací ocel se zamění index „s“ indexem „p“)

Pro stanovení redukované charakteristické pevnosti výztuže v závislosti na teplotě θ , lze použít redukční součinitele $k_{s,\theta}$ popř. $k_{p,\theta}$, jejichž hodnoty jsou patrné pro betonářskou výztuž z obr. 4 a, pro předpínací výztuž z obr. 4 b.



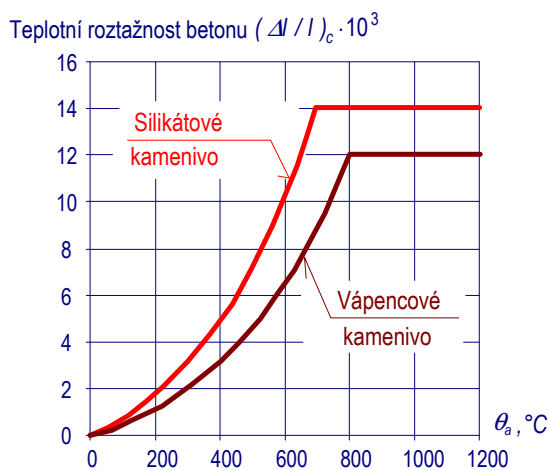
Obr. 4 a Součinitel pro snížení charakteristické pevnosti f_{yk} tažené i tlačené výztuže (třída N)



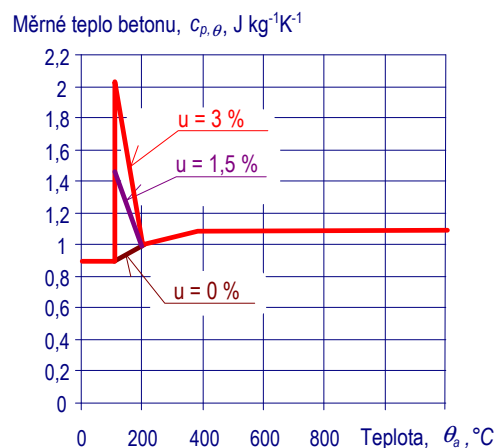
Obr. 4 b Součinitel $k_{p,\theta}$ pro snížení charakteristické pevnosti (βf_{pk}) předpínací výztuže

2.3.3 Teplotní a fyzikální vlastnosti betonu a výztuže

Teplotní poměrné přetvoření betonu $\varepsilon_{c,\theta}$ je stanoveno ve vztahu k délce, stanovené při 20°C. Grafické znázornění je patrné z obr. 5, kde θ je teplota betonu.



Obr. 5 Teplotní roztažnost betonu $(\Delta l/l)_c \cdot 10^3$

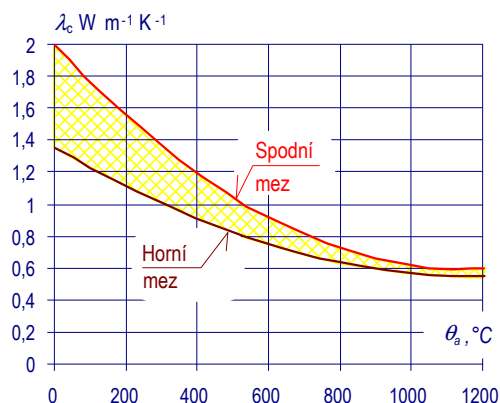


Obr. 6 Specifické teplo betonu $c_{p\theta}$ pro tři různé vlhkosti μ

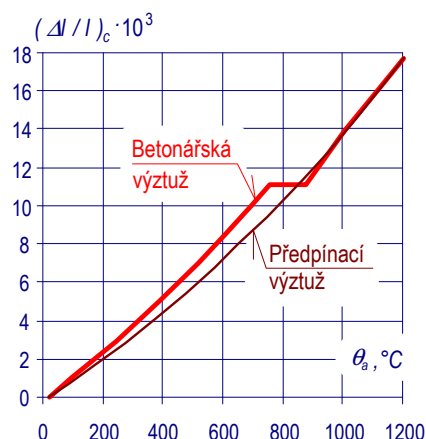
Specifické teplo suchého betonu ($\mu = 0\%$) se silikátovým i vápencovým kamenivem v závislosti na teplotě betonu θ , je znázorněno na obr. 6. Při teplotě 100°C se začíná měnit skupenství obsažené vody, proto tvar grafu závisí na vlhkosti betonu μ . Na obr. 6 je vyznačena špička grafu při vlhkosti betonu $u = 1,5\%$, popř. $u = 3\%$ váhy betonu; mezilehlé hodnoty lze interpolovat.

Teplotní vodivost betonu λ_c pro normální betony v závislosti na teplotě betonu θ , je vyznačena na obr. na obr.7.

Teplotní roztažnost betonářské a předpínací oceli $\varepsilon(\theta)$ je stanovena ve vztahu k délce, stanovené při 20°C. Teplotní roztažnost v závislosti na teplotě betonářské a předpínací výztuže je vyznačena na obr. 8.



Obr. 7 Teplotní vodivost betonu λ_c



Obr. 8 Teplotní roztažnost oceli $(\Delta l/l)_s \cdot 10^{-3}$

2.4 Návrhové metody

ČSN EN 1991-1-2 [5] uvádí v zásadě tři možnosti návrhu s přihlédnutím k požární odolnosti:

- návrh podle osvědčených návrhových řešení (tabulkové údaje nebo zkoušky),
- jednoduché výpočetní metody pro určité typy prvků,
- zpřesněné výpočetní metody pro vystižení chování nosných prvků, částí nebo celé konstrukce.

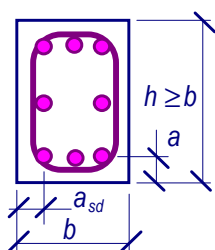
2.4.1 Návrh s využitím tabulek

Nejjednodušší způsob ověření požární odolnosti betonových prvků využívá tabulkové údaje, získané ze zkoušek a výpočtů. Tabulkové hodnoty jsou však vázány na jisté konstrukční úpravy, které je nutno vždy splnit. Vzhledem k tomu, že tabulkové hodnoty musí pokrývat celou řadu dalších parametrů prvků na které nejsou tabulkové hodnoty vázány (tím by značně narostl počet tabulek), jsou hodnoty uvedené v tabulkách na straně bezpečné. Proto, pokud posuzovaný prvek nevyhovuje při posouzení pomocí tabulek, norma ČSN EN 1992-1-2 [5] uvádí možnost upřesnění tabulkových údajů pomocí jednoduchých výpočtů. Pokud ani takto prvek nevyhoví, je pak třeba prvek posoudit pomocí jednoduchých metod návrhu.

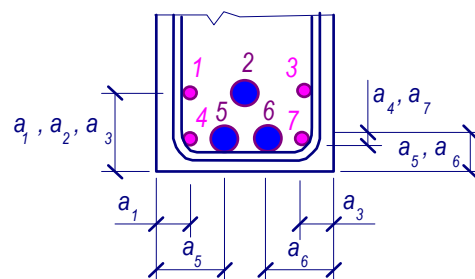
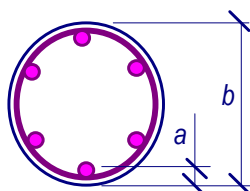
Tabulkové hodnoty požární odolnosti odpovídají ohřevu prvků podle normové teplotní křivky. Požární odolnost uvedená v tabulkách se označuje jako **normová odolnost**. Tabulky jsou zpracovány pro expozici do 240 min. Hodnoty uvedené v tabulkách platí pro normální beton (2000 až 2600 kg/m³) se silikátovým kamenivem. Pro beton s vápencovým kamenivem, lze v trámech a deskách rozměry příčného průřezu redukovat o 10%. Při použití tabulek není třeba ověřovat únosnost ve smyku, kroucení a kotvení výztuže. Při tloušťkách krycích vrstev 70 mm a větších, je třeba použít povrchovou výztuž.

Pro kontrolu nosné funkce (kritérium R) jsou v tabulkách uvedeny minimální rozměry průřezu a nejmenší osové vzdálenosti a těžiště výztužných vložek od povrchu betonu (obr. 9) v závislosti na době vystavení normové požární expozici. Uvedené hodnoty splňují podmínku spolehlivosti danou vztahem (1), při uvažování $\eta_{fi} = 0,7$. Pokud výztuž je umístěna ve více vrstvách (obr. 10), stanoví se průměrná hodnota a_m jako vzdálenost těžiště výztužných vložek od povrchu betonu. Pokud je použita výztuž o různých pevnostech, pak místo těžiště se stanoví poloha výslednice sil, při uvažování charakteristických pevností výztuže. Při současném použití betonářské a předpínací výztuže (částečně předpjaté prvky) se osové vzdálenosti stanoví odděleně. Při vícevrstvé výztuži nesmí být osová vzdálenost první vrstvy menší než je požadováno pro požární odolnost R 30, ani menší než je polovina nejmenší osové vzdálenosti stanovené pro vícevrstvou výztuž. Pripouští se lineární interpolace mezi sousedními hodnotami uvedenými v tabulkách.

Požadavky **pro požárně dělicí funkci** (kritéria E a I) jsou splněny dodržáním nejmenší tloušťky stěny nebo desky.



Obr. 9 Definice osové vzdálenosti a

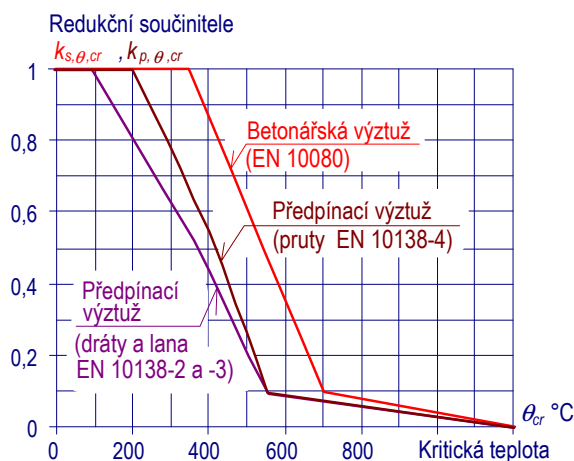


Obr. 10 Výpočet průměrné vzdálenosti a_m

Pro stanovení tabulkových hodnot osových vzdáleností v tažených oblastech prostě uložených trámů a desek, byla u betonářské výztuže předpokládána kritická teplota oceli ($\theta_{cr} = 500^\circ$)

C), které odpovídá přibližně hodnota redukčního součinitele pro úroveň zatížení při požáru $\eta_{fi}=0,7$ a $\gamma_s=1,15$ ($\sigma_{s,fi}/f_{yk} = 0,6$). Pro předpínací výztuž při uvažování $\eta_{fi}=0,7$ a $\gamma_s=1,15$ ($\sigma_{p0,1k}/f_{p0,1k} = 0,55$), je pak nutno tabulkové hodnoty osové vzdálenosti výztuže zvětšit o 10 mm u předpínacích tyčí ($\theta_{cr} = 400^\circ\text{C}$) a o 15 mm u předpínacích drátů a lan ($\theta_{cr} = 350^\circ\text{C}$).

Snížení charakteristické pevnosti betonářské a předpínací výztuže v závislosti na teplotě θ_{cr} , lze vyjádřit redukčním součinitelem $k_{s,\theta_{cr}}$ a $k_{p,\theta_{cr}}$, který lze stanovit s využitím referenčních křivek znázorněných na obr. 11, popř. s využitím vztahů uvedených v ČSN EN 1992-1-2 [5].



Obr. 11 Referenční křivka pro kritickou teplotu θ_{cr} betonářské a předpínací oceli, odpovídající redukčnímu součiniteli $k_{s,\theta_{cr}} = \sigma_{s,fi}/f_{yk}(20^\circ\text{C})$ nebo $k_{p,\theta_{cr}} = \sigma_{p,fi}/f_{pk}(20^\circ\text{C})$

U tažených a prostě podepřených prvků namáhaných ohybem (mimo prvků s nesoudržnou předpínací výztuží), u kterých kritická teplota je jiná než 500°C , lze upravit osové vzdálenosti výztužných vložek od povrchu betonu následovně:

- stanoví se návrhové napětí výztuže za požáru $\sigma_{s,fi}$ ze vztahu

$$\sigma_{s,fi} = \frac{E_{d,fi}}{E_d} \cdot \frac{f_{yk}(20^\circ\text{C})}{\gamma_s} \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}}, \quad (3)$$

kde $E_{d,fi}/E_d$ je poměr návrhových hodnot účinků zatížení za požáru a zatížení za běžné teploty – viz vztah (4),

$f_{yk}(20^\circ\text{C})$ charakteristická pevnost výztuže při teplotě 20°C ,

$\gamma_s = 1,15$ součinitel spolehlivosti výztuže,

$A_{s,req}/A_{s,prov}$ poměr staticky nutné a provedené plochy výztuže;

- vypočte se redukční součinitel $k_{s,\theta_{cr}} = \sigma_{s,fi}/f_{yk}(20^\circ\text{C})$ a k němu se stanoví z grafu uvedeného na obr. 11 odpovídající kritická teplota oceli θ_{cr} (lze použít též vztahů uvedených v [5]),
- upraví se hodnota a , stanovená z tabulky pro novou kritickou teplotu θ_{cr} o hodnotu Δa , stanovenou ze vztahu (4), platícího pro rozmezí teplot $350^\circ\text{C} < \theta_{cr} < 700^\circ\text{C}$,

$$\Delta a = 0,1 \cdot (500 - \theta_{cr}) \text{ [mm]}. \quad (4)$$

Pokud je u tažených prvků nebo nosníků při návrhu vyžadováno aby teplota θ_{cr} byla nižší než 400°C , měly by příčné rozměry vzrůstat s rostoucí minimální šířkou taženého prvku, nebo tažené oblasti nosníku podle vztahu

$$b_{mod} \geq b_{min} + 0,8 \cdot (400 - \theta_{cr}) \text{ [mm]}. \quad (5)$$

2.4.1.1 Sloupy

U sloupů se požární odolnost stanoví použitím metody A nebo B, popř. podle metody C uvedené v Příloze C normy. Tabulkové hodnoty lze použít pouze pro sloupy konstrukcí zajištěných proti vodorovným posunům.

a) Podle metody A se požární odolnosti sloupů namáhaných převážně tlakem považují za dostačující, pokud konstrukce je zajištěna proti vodorovným posunům, jsou splněny požadované rozměry uvedené v Tab. 1 a následující požadavky:

- účinná délka sloupu za požáru $l_{0,fi} \leq 3$ m; $l_{0,fi}$ lze předpokládat rovnou l_0 za běžné teploty (20°C); pro konstrukce zajištěné proti vodorovným posunům při požadované normové požární expozici větší než 30 min., lze uvažovat $l_{0,fi} = 0,5 l$ pro mezilehlé podlaží a $0,5 l \leq l_{0,fi} \leq 0,7 l$ pro nejvyšší podlaží, kde l je délka střednice sloupu,
- výstřednost prvního řádu za požáru $e = M_{0Ed,fi}/N_{0Ed,fi} \leq e_{max}$, doporučená hodnota pro e_{max} je $0,15 h$ (nebo b) $\leq e_{max} \leq 0,4 h$ (a b); výstřednost prvního řádu za požáru lze předpokládat rovnou výstřednosti prvního řádu za běžné teploty (20°C),
- plocha podélné výztuže $A_s < 0,04 A_c$.

V tabulce je zaveden redukční součinitel μ_{fi} přihlížející k návrhovému zatížení při požární situaci, stanoví se ze vztahu

$$\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd}, \quad (6)$$

kde $N_{Ed,fi}$ je návrhová hodnota normálové síly při požární návrhové situaci,

N_{Rd} návrhová únosnost sloupu za běžných teplotních podmínek, stanovená podle EN 1992-1-1 při uvažování štíhlosti prutu a počáteční výstřednosti.

Dovoluje se uvažovat $\mu_{fi} = \eta_{fi}$ viz vztah (2) jako bezpečnou hodnotu, předpokládající plné využití sloupu za běžné teploty.

Tab. 1 Nejmenší rozměry b_{min} a osově vzdálenosti a pro sloupy s pravouhlým nebo kruhovým průřezem

Normová požární odolnost	Nejmenší rozměry (mm)			
	šířka sloupu b_{min} / osová vzdálenost hlavních výztužných prutů a			
	sloup vystavený požáru z více než jedné strany			sloup vystavený z jedné strany
	$\mu_{fi} = 0.2$	$\mu_{fi} = 0.5$	$\mu_{fi} = 0.7$	$\mu_{fi} = 0.7$
1	2	3	4	5
R 30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R 60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R 90	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40**	155/25
R 120	250/40 350/35	350/45** 450/40**	350/57** 450/51**	175/35
R 180	350/45**	350/63**	450/70**	230/55
R 240	350/61**	450/75**	-	295/70

** nejméně 8 prutů

b) Podle metody B se požární odolnost sloupů namáhaných převážně tlakem považuje za dostačující, pokud konstrukce je zajištěna proti vodorovným posunům, jsou splněny požadavky uvedené v Tab. 2, která platí pouze pro sloupy, u kterých:

- úroveň zatížení n za normálních teplotních podmínek je dána vztahem $n = N_{0Ed,fi} / (0,7(A_c f_{cd} + A_s f_{yd}))$,
- výstřednost prvního řádu za požáru $e = M_{0Ed,fi} / N_{0Ed,fi}$, e/b bylo uvažováno $\leq 0,25$ a $e_{max} = 100$ mm,
- štíhlost sloupu za požáru $\lambda_{fi} = l_{0,fi} / i$ byla uvažována hodnotou $\lambda_{fi} \leq 30$, což vyhovuje pro většinu sloupů v běžných budovách,

kde $l_{0,fi}$ je účinná délka sloupu při požární situaci,
 b minimální rozměr sloupu obdélníkového průřezu nebo průměr kruhového sloupu,
 i menší z poloměrů setrvačnosti průřezu,
 $M_{0Ed,fi}$, $N_{0Ed,fi}$ ohybový moment a normálová síla prvního řádu za požární situace,
 ω mechanický stupeň vyztužení za běžných teplotních podmínek

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} \quad (7)$$

Hodnotu $N_{0Ed,fi}$ lze uvažovat $0,7 N_{0Ed}$ ($\eta_{fi} = 0,7$). Štíhlostní poměr λ_{fi} za požárních podmínek lze ve všech případech uvažovat hodnotou λ za běžné teploty. Pro konstrukce zajištěné proti vodorovným posunům při požadované normové požární expozici větší než 30 min., lze uvažovat $l_{0,fi} = 0,5 l$ pro mezilehlé podlaží a $0,5 l \leq l_{0,fi} \leq 0,7 l$ pro nejvyšší podlaží, kde l je délka střednice sloupu.

U sloupů kde $A_s \geq 0,02 A_c$ je nutno při požadované požární odolnosti větší než 90 min rozmístit vložky rovnoměrně po obvodu průřezu.

Tab. 2 Nejmenší rozměry b_{min} a osová vzdálenosti a železobetonových sloupů pravoúhlého nebo kruhového průřezu

Normová požární odolnost	Mechanický stupeň vyztužení ω	Nejmenší rozměry (mm) šířka sloupu b_{min} / osová vzdálenost			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	0,100	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	300/30:350/25*
	0,500	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	1,000	150/25*	150/25*	150/25	200/30:300/25
R 60	0,100	150/30:200/25*	200/40:300/25*	200/40:400/25*	500/25*
	0,500	150/25*	150/35:200/25*	250/35:350/25*	350/40:550/25*
	1,000	150/25*	150/30:200/25*	250/40:400/25	300/50:600/30
R 90	0,100	200/40:250/25*	300/40:400/25*	500/50:550/25*	550/40:600/25*
	0,500	150/35:200/25*	200/45:300/25*	300/45:550/25*	500/50:600/40
	1,000	200/25*	200/40:300/25*	250/40:550/25*	500/50:600/45
R 120	0,100	250/50:350/25*	400/50:550/25*	550/25*	550/60:600/45
	0,500	200/45:300/25*	300/45:550/25*	450/50:600/25	500/60:600/50
	1,000	200/40:250/25*	250/50:400/25*	450/45:600/30	600/60
R 180	0,100	400/50:500/25*	500/60:550/25*	550/60:600/30	(1)
	0,500	300/45:450/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50	600/75
	1,000	300/35:400/25*	450/50:550/25*	500/60:600/45	(1)
R 240	0,100	500/60:550/25*	550/40:600/25*	600/75	(1)
	0,500	450/45:500/25*	550/55:600/25*	600/70	(1)
	1,000	400/45:500/25*	500/40:600/30	600/60	(1)

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

(1) Vyžaduje šířku větší než 600 mm. Zde je nutné podrobné posouzení vzpěru.

Podle metody C založené na odhadu křivosti (viz příloha B3 a C normy ČSN EN 1992-1-2) je možno pro stanovení požární odolnosti sloupů využít tabulek uvedených v této normě. Tabulky se používají v případech, kdy konstrukční uspořádání podstatně ovlivňuje účinky druhého řádu za normové požární situace. Tabulky lze použít u konstrukcí zajištěných proti vodorovným posunům, při šířce sloupu do 600mm a štíhlosti $\lambda \leq 80$ při normové požární expozici. Použitá označení jsou stejná jako u metody B. Zjednodušeně se dovoluje uvažovat účinnou délku prvku za požáru stejnou jako za běžné teploty. Lineární interpolace mezi různými sloupci tabulek je dovolena.

2.4.1.2 Stěny

Tab. 3 Nejmenší tloušťky nenosných stěn (příček)

Normová požární odolnost	Nejmenší tloušťka stěny (mm)
1	2
EI 30	60
EI 60	80
EI 90	100
EI 120	120
EI 180	150
EI 240	175

Tab. 4 Nejmenší rozměry a osové vzdálenosti nosných železobetonových stěn

Normová požární odolnost	Nejmenší rozměry (mm) tloušťka stěny / osová vzdálenost pro			
	$\mu_{fi} = 0,35$		$\mu_{fi} = 0,7$	
	stěna ohřívána z jedné strany	stěna ohřívána ze dvou stran	stěna ohřívána z jedné strany	stěna ohřívána ze dvou stran
1	2	3	4	5
REI 30	100/10*	120/10*	120/10*	120/10*
REI 60	110/10*	120/10*	130/10*	140/10*
REI 90	120/20*	140/10*	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/40	200/45	210/50	270/55
REI 240	230/55	250/55	270/60	350/60

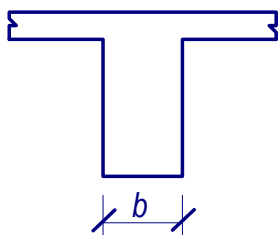
* Obvykle rozhoduje krytí předepsané EN 1992-1-1
Poznámka: Definice μ_{fi} viz vztah (9).

2.4.1.3 Trámy

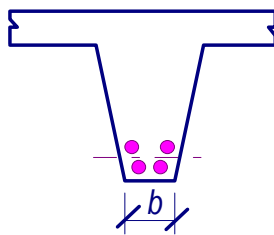
U trámů je považována požární odolnost za vyhovující pokud jsou splněny údaje uvedené v Tab. 5 až 7, společně s dalšími podmínkami. Tabulky platí pro trámy vystavené požáru ze tří stran, horní povrch je chráněn (izolován) deskou nebo jinými prvky po celou dobu požární odolnosti. U trámů vystavených požáru ze čtyř stran nesmí být výška trámu menší než požadovaná nejmenší šířka b_{min} a plocha průřezu trámu menší než $2 b_{min}^2$.

Hodnoty uvedené v tabulkách platí pro průřezy trámů uvedené na obr. 12 přičemž u I průřezu musí platit $d_{eff} = d_1 + 0,5 d_2 \geq b_{min}$, kde b_{min} je hodnota uvedená v Tab. 7. Pokud u I průřezu $b > 1,4b_w$ a $bd_{eff} < 2b_{min}^2$, pak je třeba zvětšit nejmenší osovou vzdálenost výztuže na

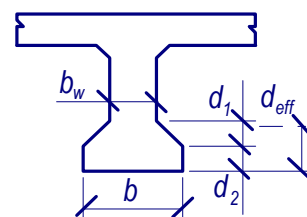
$$a_{eff} = a \left(1,85 - \frac{d_{eff}}{b_{min}} \sqrt{\frac{b_w}{b}} \right) \geq a \quad (8)$$



(a) konstantní



(b) proměnný



(c) I-průřez

Obr. 12 Definice rozměru b u trámů různých průřezů

Tab. 5 Nejmenší rozměry b_{\min} a osově vzdálenosti a pro prostě podepřené trámy ze železového nebo předpjatého betonu

Normová požární odolnost	Nejmenší rozměry (mm)						
	Možné kombinace a a b_{\min} , kde a je průměrná osová vzdálenost výztuže, b_{\min} je šířka trámu				Tloušťka stojiny b_w ¹⁾		
	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 (viz. poznámka níže)							
a_{sd} je osová vzdálenost od bočního líce 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							
¹⁾ třídy WA, WB, WC budou definovány v Národní příloze							
* obvykle rozhoduje krytí předepsané ČSN EN 1992-1-1							

Tab. 6 Nejmenší rozměry b_{\min} a osově vzdálenosti a výztuže pro železobetonové a předpjaté betonové spojité trámy

Normová požární odolnost	Nejmenší rozměry (mm)						
	možné kombinace a a b_{\min} , kde a je průměrná osová vzdálenost výztuže, b_{\min} je šířka trámu				šířka stěny b_w		
	2	3	4	5	Třída WA	Třída WB	Třída WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	$b_{\min} = 80$ $a = 15^*$	160 12*			80	80	80
R 60	$b_{\min} = 120$ $a = 25$	200 12*			100	80	100
R 90	$b_{\min} = 150$ $a = 35$	250 25			110	100	100
R 120	$b_{\min} = 200$ $a = 45$	300 35	450 35	500 30	130	120	120
R 180	$b_{\min} = 240$ $a = 60$	400 50	550 50	600 40	150	150	140
R 240	$b_{\min} = 280$ $a = 75$	500 60	650 60	700 50	170	170	160
$a_{sd} = a + 10$ mm (viz. Pozn. níže)			* Obvykle rozhoduje krytí předepsané EN 1992-1-1.				
Pro předpjaté trámy musí být osová vzdálenost výztuže zvětšena o 10 mm u předpínacích tyčí a o 15 mm u předpínacích drátů a lan.							
a_{sd} je osová vzdálenost od bočního líce trámu pro rohové výztužné pruty (nebo předpínací výztuž nebo dráty) u trámů s pouze jednou vrstvou výztuže. Pro hodnoty b_{\min} větší než hodnoty uvedené ve sloupci 3 není zvětšení a_{sd} požadováno							

Otvory ve stojině neovlivňují požární odolnost pokud zbývající plocha tažené oblasti $A_c \geq 2 b_{\min}^2$, kde b_{\min} je hodnota uvedená v Tab. 7. Tepelné koncentrace vznikají v dolních rozích trámů; proto osová vzdálenost krajních vložek výztuže ležících v dolní vrstvě od boků trámu by měla být zvětšena o 10 mm, a to u šířky trámu do čtvrtého sloupce Tab. 7 u prostě uložených trámů a u šířky trámu do třetího sloupce tab. 8 u spojitých trámů.

Tab. 7 Železobetonové a předpjaté spojitě trámy průřezu I; zvětšená šířka trámu a tloušťka stojiny pro zamezení tlakového nebo smykového porušení

Normová požární odolnost	Nejmenší šířka trámu b_{\min} (mm) a tloušťka stojiny b_w (mm)
1	2
R 120	220
R 180	380
R 240	480

Ve spojitých trámech (staticky neurčitých) vznikají jejich oteplením významné vnitřní síly. Tabulkové hodnoty platí pro trámy navržené podle ČSN EN1992-1-1 s mírou redistribuce nepřekračující 15%. Při větší míře redistribuce a u konstrukcí, které nesplňují konstrukční zásady, je třeba posoudit všechna pole jako prostě uložené podle tabulky 5 pro prostě nosníky (pokud není k dispozici přesnější výpočet). Dále jsou stanovena konstrukční ustanovení, která je nutno splnit:

- Plocha výztuže nad středními podporami při normové požární odolnosti R 90 a vyšší, která musí být zatažena do $0,3 l_{\text{eff}}$ od střednice podpory, nesmí být menší než – viz obr. 13

$$A_{s,\text{req}}(x) = A_{s,\text{req}}(0) \cdot (1 - 2,5 x / l_{\text{eff}}), \quad (9)$$

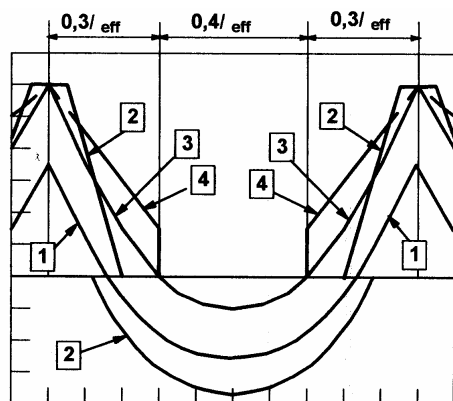
kde x je vzdálenost uvažovaného průřezu od střednice podpory, kde $x \leq 0,3 l_{\text{eff}}$,

$A_{s,\text{req}}(0)$ průřezová plocha nad podporou, stanovená podle 1992-1-1,

$A_{s,\text{req}}(x)$ minimální průřezová plocha výztuže nad podporou stanovená podle vztahu (9), musí být větší než průřezová plocha $A_s(x)$, stanovená podle 1992-1-1,

l_{eff} účinné rozpětí; pokud účinná délka přilehlého pole je větší, pak musí být použita tato hodnota.

- Tloušťka stojiny I průřezů spojitých nosníků b_w (viz 13c) nesmí být menší než hodnota b_{\min} , uvedená v tabulce 8 ve druhém sloupci, a to až do vzdálenosti $2 h$ od střední podpory, pokud se neprokáže že nemůže vzniknout explozivní odštěpování.
- Aby nevzniklo tlakové nebo smykové porušení spojitěho nosníku nad první vnitřní podporou, šířka nosníku a tloušťka stojiny musí být pro normovou požární odolnost R 120 – R 240 zvětšena podle Tab. 7, pokud jsou současně splněny obě následující podmínky:
 - a) v krajní podpoře není zajištěna ohybová únosnost, nebo je tam kloub,
 - b) v první vnitřní podpoře je $V_{\text{Ed}} > 2/3 V_{\text{Rd,max}}$, kde $V_{\text{Rd,max}}$ je únosnost tlačných prutů podle EN 1992-1-1.

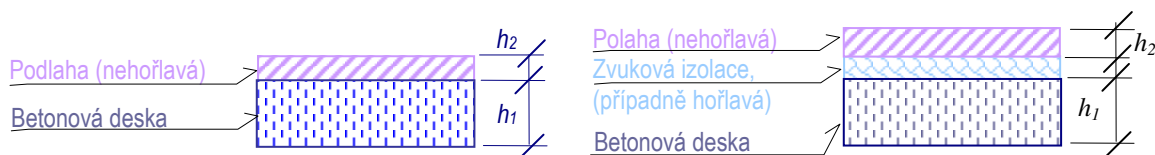


- 1 Obrazec ohybových momentů od zatížení při požární situaci při $t = 0$
- 2 Obálka působících ohybových momentů, které přenáší tahová výztuž podle ČSN EN 1992-1-1 [4]
- 3 Obrazec ohybových momentů od zatížení při požární situaci
- 4 Obrazec přenášených ohybových momentů podle vztahu (9)

Obr. 13 Obálka přenášených ohybových momentů nad podporami při požární situaci

2.4.1.4 Desky

U desek jsou pro kontrolu požární odolnosti v normě uvedeny tabulky pro desky prosté a spojitě, desky lokálně podepřené a desky žebrové (viz Tab. 8 až 11). Minimální tloušťka desky uvedená v Tab. 8 zajišťuje oddělovací funkci (krit. E a I). Podlaha přispívá k oddělovací funkci úměrně k její tloušťce (viz obr. 14), lze uvažovat $h_s = h_1 + h_2$.



Obr. 14 Stropní deska s podlahovými vrstvami

Tab. 8 Nejmenší rozměry h_s a osové vzdálenosti a pro prostě podepřené železobetonové nebo předpjaté plné desky působící v jednom nebo ve dvou směrech

Normová požární odolnost	Nejmenší rozměry v mm			
	tloušťka desky h_s v mm	působící v jednom směru	osová vzdálenost výztuže i	
			$l_y / l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y / l_x \leq 2$
1	2	3	4	5
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

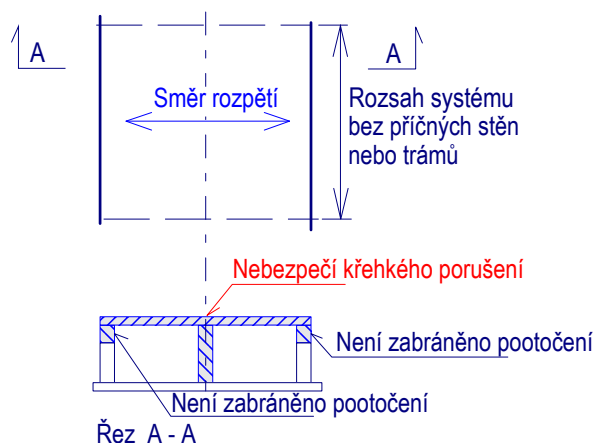
l_x a l_y jsou rozpětí pravoúhlých desek působících ve dvou směrech, kde l_y je větší rozpětí.
 U předpjatých desek je třeba pamatovat na zvýšení osové vzdálenosti o 10 mm u předpínacích tyčí a o 15 mm u předpínacích drátů a lan.
 Osová vzdálenost a ve sloupcích 4 a 5 pro desky působící ve dvou směrech se vztahuje na desky podepřené po celém obvodu. Jiné případy se řeší jako desky působící v jednom směru.
 * Obvykle rozhoduje krytí předepsané EN 1992-1-1

Údaje pro nejmenší osové vzdálenosti výztuže u desek působících ve dvou směrech se vztahují na vrstvu výztuže umístěnou blíže ke spodnímu povrchu desky.

Pro spojitě desky plného průřezu působící v jednom nebo ve dvou směrech lze použít sloupce 2 a 4 v Tab. 8, pokud podle EN 1992-1-1 nebyla použita míra redistribuce větší než 15% a jsou splněna konstrukční pravidla, která jsou stejná jako u spojitých trámů. Pokud tomu tak není, posoudí se spojitě desky jako prostě podepřené podle Tab. 8 (sloupce 2, 3, 4 nebo 5).

Nad středními podpory musí být provedena horní výztuž $A_s \geq 0,005 A_c$, pokud je splněna některá z podmínek:

- Je použita za studena tvářená výztuž.
- U spojitých desek o dvou polích, nebylo při návrhu podle EN 1992-1-1 počítáno s omezeným pootočením v krajních podporách a/nebo nejsou provedeny odpovídající konstrukční úpravy (viz např. kapitola 9 ČSN EN 1992-1-1).
- Není možná redistribuce účinků zatížení ve směru kolmém k rozpětí, např. při návrhu nebyly uvažovány mezilehlé stěny nebo další podpory ve směru rozpětí (viz obr. 15).



Obr. 15 Uspořádání desek, při kterém musí být provedena min. výztuž nad podporou

U bezprůvlakových desek lze pro posouzení požární odolnosti použít údaje uvedené v Tab. 9 pokud nebyla při návrhu těchto desek použita redistribuce podle EN 1992-1-1 větší než 15%. V ostatních případech se posuzují osově vzdálenosti jako u desky působící v jednom směru (sloupec 3 Tab. 8 a minimální tloušťka desky podle Tab. 9).

Při požárním požadavku REI 90 a vyšším, musí v každém směru probíhat spojitě přes celé rozpětí 20% veškeré horní výztuže požadované nad středními podporami podle EN 1992-1-1. Tato výztuž musí být umístěna ve sloupovém pruhu.

Minimální tloušťka desky se neupravuje s přihlédnutím k tloušťce podlahových vrstev. Údaje pro nejmenší osově vzdálenosti výztuže se vztahují na vrstvu výztuže umístěnou blíže ke spodnímu povrchu desky.

Tab. 9 Nejmenší rozměry h_s a osově vzdálenosti a pro lokálně podepřené železobetonové a předpjaté plné desky

Normová požární odolnost	Nejmenší rozměry v mm	
	tloušťka desky h_s	osová vzdálenost a
1	2	3
REI 30	150	10*
REI 60	180	15*
REI 90	200	25
REI 120	200	35
REI 180	200	45
REI 240	200	50

* Obvykle rozhoduje krytí předepsané EN 1992-1-1

U žebrových desek se pro posouzení požární odolnosti použijí:

- u žebrových desek působících v jednom směru se použijí pro žebra ustanovení pro prostě podporované nebo spojitě trámy, pro příruby s nimi spojené ustanovení pro spojitě plné desky, tabulka 8 sloupce 2 a 5.
- u žebrových desek působících ve dvou směrech hodnoty uvedené v Tab. 10 a 11, pokud jsou splněny následující podmínky:
 - a) žebrové desky jsou zatíženy převážně rovnoměrným zatížením,
 - b) u spojitých žebrových desek je horní výztuž umístěna v horní polovině deskové příruby.

Tab. 10 Nejmenší rozměry b_{\min} , h_s a osová vzdálenosti a pro železobetonové a předpjaté žebrové desky působící ve dvou směrech, prostě podepřené

Normová požární odolnost	Nejmenší rozměry v mm			
	možné kombinace šířky žebek b_{\min} a osová vzdálenosti výztuže a v žebrech			tloušťka desky h_s a osová vzdálenost a v desce
1	2	3	4	5
REI 30	$b_{\min} = 80$ $a = 15^*$			$h_s = 80$ $a = 10^*$
REI 60	$b_{\min} = 100$ $a = 35$	120 25	≥ 200 15*	$h_s = 80$ $a = 10^*$
REI 90	$b_{\min} = 120$ $a = 45$	160 40	≥ 250 30	$h_s = 100$ $a = 15^*$
REI 120	$b_{\min} = 160$ $a = 60$	190 55	≥ 300 40	$h_s = 120$ $a = 20$
REI 180	$b_{\min} = 220$ $a = 75$	260 70	≥ 410 60	$h_s = 150$ $a = 30$
REI 240	$b_{\min} = 280$ $a = 90$	350 75	≥ 500 70	$h_s = 175$ $a = 40$
$a_{sd} = a + 10$				
U předpjatých kazetových desek se zvýší osová vzdálenost a podle odstavce 2.3.1. a_{sd} značí vzdálenost měřenou mezi osou výztuže a bočním povrchem žebra vystaveným účinku požáru. * Obvykle rozhoduje krytí předepsané (EN 1992-1-1: 2004).				

Tab. 10 platí pro žebrové prostě podporované desky působící ve dvou směrech. Pokud normová požární odolnost je menší než REI 180, lze Tab. 10 použít i pro žebrové desky působící ve dvou směrech s nejméně jedním vetknutým okrajem tam, kde nejsou splněny požadavky na horní výztuž podle vztahu (12) a její konstrukční úpravu.

Tab. 11 Nejmenší rozměry b_{\min} , h_s a osová vzdálenosti a pro železobetonové a předpjaté žebrové desky působící ve dvou směrech, alespoň s jedním vetknutým okrajem

Normová požární odolnost	Nejmenší rozměry v mm			
	možné kombinace šířky žebek b_{\min} a osová vzdálenosti výztuže a v žebrech			tloušťka desky h_s a osová vzdálenost a v desce
1	2	3	4	5
REI 30	$b_{\min} = 80$ $a = 10^*$			$h_s = 80$ $a = 10^*$
REI 60	$b_{\min} = 100$ $a = 25$	120 15	≥ 200 10*	$h_s = 80$ $a = 10^*$
REI 90	$b_{\min} = 120$ $a = 35$	160 25	≥ 250 15*	$h_s = 100$ $a = 15^*$
REI 120	$b_{\min} = 160$ $a = 45$	190 40	≥ 300 30	$h_s = 120$ $a = 20$
REI 180	$b_{\min} = 310$ $a = 60$	600 50		$h_s = 150$ $a = 30$
REI 240	$b_{\min} = 450$ $a = 70$	700 60		$h_s = 175$ $a = 40$
$a_{sd} = a + 10$				
U předpjatých kazetových desek se zvýší osová vzdálenost a o 10 mm u předpínacích tyčí a o 15 mm u předpínacích drátů a lan. a_{sd} značí vzdálenost měřenou mezi osou výztuže a bočním povrchem žebra vystaveným účinku požáru. * Obvykle rozhoduje krytí předepsané (EN 1992-1-1: 2004).				

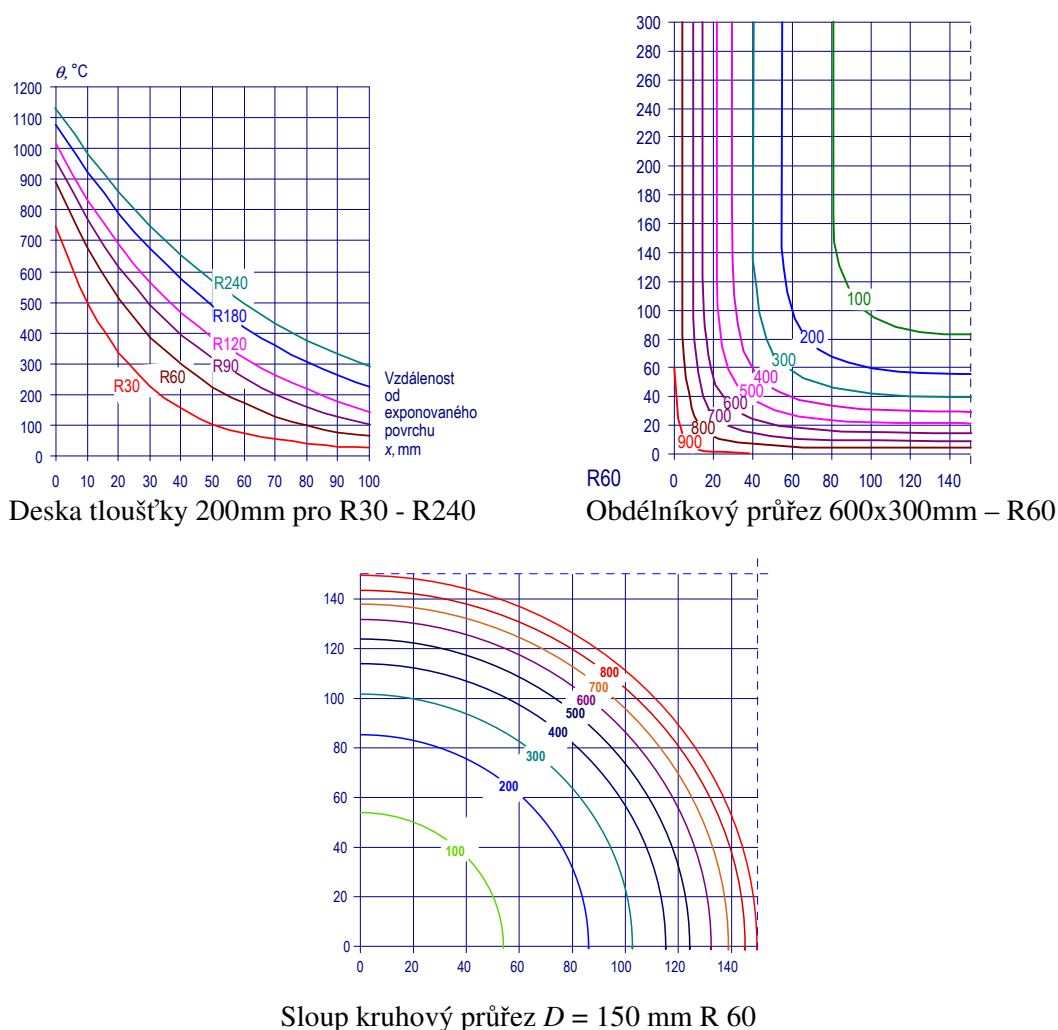
Tab. 11 je možné použít pro žebrové desky působící ve dvou směrech s nejméně jedním vetknutým okrajem při splnění podmínky vyztužení $A_{s,req}(x)$ podle vztahu (12), včetně požadované konstrukční úpravy, a to pro všechny normové požární odolnosti.

2.4.2 Jednoduché výpočetní metody

Jednoduchými výpočetními metodami se určuje mezní únosnost otepleného průřezu a porovnává se s účinky zatížení při příslušné kombinaci zatížení.

Pro stanovení únosnosti průřezu namáhaných ohybovými momenty a normálovými silami při požáru, jsou v informativní příloze B ČSN EN 1992-1-2 [5] uvedeny dvě alternativní průřezové metody založené na redukci průřezu, a to metoda izotermy 500°C a zónová metoda. Obě metody umožňují vystižení účinků druhého řádu (štíhlé sloupy). Obě metody jsou použitelné pro konstrukce vystavené normovému požáru, metodu izotermy 500°C lze použít i pro parametrický požár. Zónová metoda je doporučena pro malé průřezy a štíhlé sloupy. Příloha C uvádí zónovou metodu pro analýzu sloupů s významnými účinky druhého řádu. Jednoduchá výpočetní metoda pro smyk, kroucení a kotvení je popsána v informativní příloze D. Jednoduchá metoda výpočtu, uvedená v příloze E, je použitelná převážně pro rovnoměrně zatížené trámy a desky.

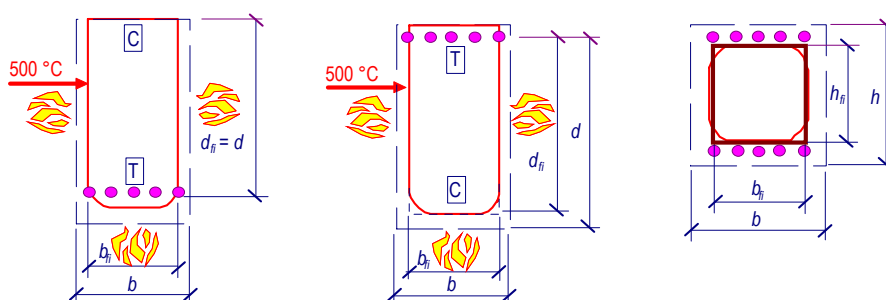
Pro použití těchto jednoduchých výpočetních metod je potřeba znát rozložení teplot po průřezu v určité době požárního vystavení. Toto je možné stanovit zkouškami nebo výpočtem. Pro běžné tvary průřezů jsou v příloze A normy ČSN EN 1992-1-2 uvedeny průběhy rozložení teplot při normovém požáru: najdeme zde rozložení teplot v desce, sloupech či trámech. Příklady některých teplotních polí uvedených v normě [5], jsou na obr. 16 (pro beton se silikátovým kamenivem při normovém požáru).



Obr. 16 Rozložení teplot v desce, v obdélníkovém průřezu a průřezu kruhového sloupu

2.4.2.1 Metoda izoterm 500°C

Tato metoda je založena na hypotéze, že beton vystavený teplotě vyšší než 500°C je ve výpočtech meze únosnosti zanedbán, přičemž beton s nižší teplotou si svou únosnost zachovává a je započítán (viz. obr 17). Metodu lze použít pro normovou i parametrickou teplotní křivku. Metoda platí pro namáhání průřezu normálovou silou, ohybovým momentem nebo jejich kombinací. Tuto metodu lze uplatnit pouze na prvky konstrukcí, jejichž rozměry splňují podmínky minimální šířky průřezu uvedené v tab. 12.



Obr. 17 Metoda izoterm 500°C

Tab.12 Minimální šířka průřezu jako funkce požární odolnosti (pro vystavení normovému požáru) a hustoty požárního zatížení (pro vystavení parametrickému požáru)

a) požární odolnost

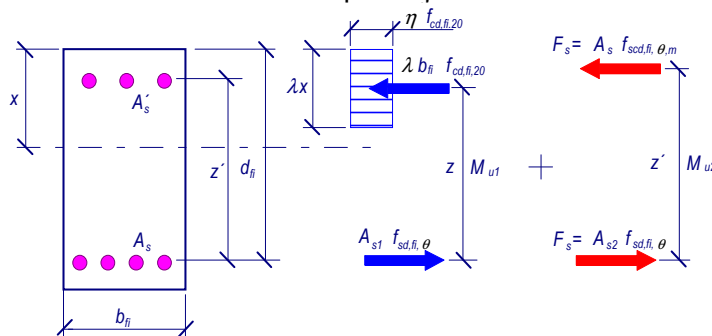
Požární odolnost	R 60	R 90	R120	R180	R240
minimální šířka průřezu v mm	90	120	160	200	280

b) hustota požárního zatížení

Hustota požárního zat. MJ/m ²	200	300	400	600	800
Minimální šířka průřezu v mm	100	140	160	200	240

Postup lze rozdělit do několika kroků:

- stanoví se izoterma 500°C pro daný čas požárního vystavení (normový požár nebo parametrický požár),
- stanoví se nová šířka b_{fi} a nová účinná výška d_{fi} příčného průřezu, při vyloučení betonu větší teploty než 500°C; přičemž izotermu lze idealizovat pravoúhelníkovým průřezem,
- stanoví se teplota v těžišti jednotlivých výztužných prutů ležících uvnitř průřezu b_{fi} a d_{fi} např. s použitím teplotních profilů - viz obr. 16, do výpočtu únosnosti lze zahrnout i pruty ležící vně tohoto průřezu, avšak při respektování příslušné snížené pevnosti - viz obr 17,
- stanoví se redukované pevnosti ve výztuži – viz obr. 4 a, 4 b,
- obvyklou metodou se stanoví mezní únosnost redukovaného průřezu viz obr. 18,
- porovná se účinek návrhového zatížení s odpovídající mezní únosností.



Obr. 18 Výpočet mezní únosnosti ohýbaného průřezu

2.4.2.2 Zónová metoda

Při použití této metody se průřez prvku rozdělí na zóny a vyloučí se část betonu poškozeného teplotou a dále se stanoví únosnost redukovaného průřezu. Tato metoda, i když je pracnější, je přesnější než metoda izotermy 500°C, zejména u sloupů. Metodu lze použít pouze pro normovou teplotní křivku. Metodu lze uplatnit pro namáhání průřezu normálovou silou, ohybovým momentem nebo jejich kombinací. Postup výpočtu je následující:

- průřez se rozdělí na několik rovnoběžných zón ($n \geq 3$) stejné tloušťky (pravoúhelníkové prvky), např. pro stěnu viz obr. 19,
- ve středu každé zóny se stanoví průměrná teplota θ_i ,
- dále se stanoví redukční součinitele k_{c,θ_i} tlakové pevnosti betonu pro každou zónu, pokud je třeba, stanoví se i moduly pružnosti; součinitele lze stanovit např. z obr. 3 (v normě je možné najít tyto hodnoty tabelizované),
- stanoví se střední hodnota redukčního součinitele k_{c,θ_m} zahrnujícího součinitel $(1 - 0,2 / n)$ vystihující změny teploty v každé zóně, ze vztahu:

$$k_{c,m} = \frac{(1 - 0,2n)}{n} \sum_{i=1}^n k_{c,\theta_i}, \quad (10)$$

- kde n je počet rovnoběžných zón v šířce w , w je polovina šířky průřezu, m číslo zóny,
- požárem poškozený průřez je reprezentován redukovaným průřezem, při vyloučení teplotou poškozené části o tloušťce a_z po stranách průřezu vystaveného požáru viz. obr. 20,
- šířka poškozené části se stanoví u desek, trámů nebo prvků namáhaných ohybem:

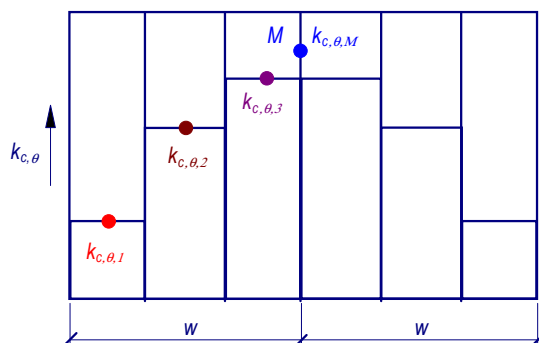
$$a_z = w \left[1 - \left(\frac{k_{c,m}}{k_{c,\theta,M}} \right) \right], \quad (11)$$

u sloupů, stěn a dalších konstrukcí, kde se uplatní účinek druhého řádu:

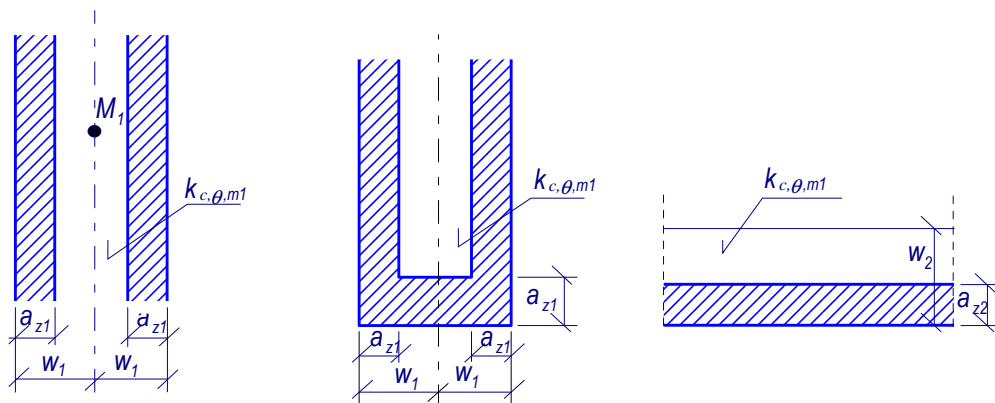
$$a_z = w \left[1 - \left(\frac{k_{c,m}}{k_{c,\theta,M}} \right)^{1,3} \right], \quad (12)$$

pro spodní části a konce obdélníkových prvků vystavených požáru, kde šířka je menší než výška, se předpokládá, že hodnota a_z je stejná jako hodnoty stanovené pro strany (viz obr. 18),

- po stanovení redukovaného průřezu a pevnosti a případného modulu pružnosti za požáru, se provede výpočet mezní únosnosti redukovaného průřezu obdobně jak je naznačeno na obr. 16, při použití součinitelů $\gamma_{m,fi}$, avšak uvažuje se redukovaná pevnost tláčeného betonu, která se stanoví v bodě M redukované stěny (viz obr. 18),
- porovná se účinek návrhového zatížení s odpovídající mezní únosností.

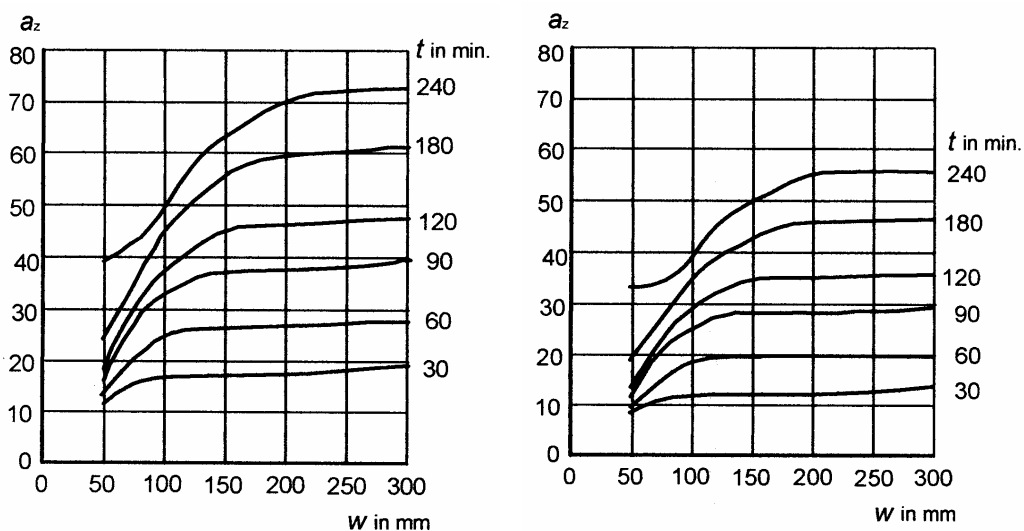


Obr. 19 Rozdělení stěny vystavené požáru z obou stran na zóny, při výpočtu redukované pevnosti a hodnoty a_z

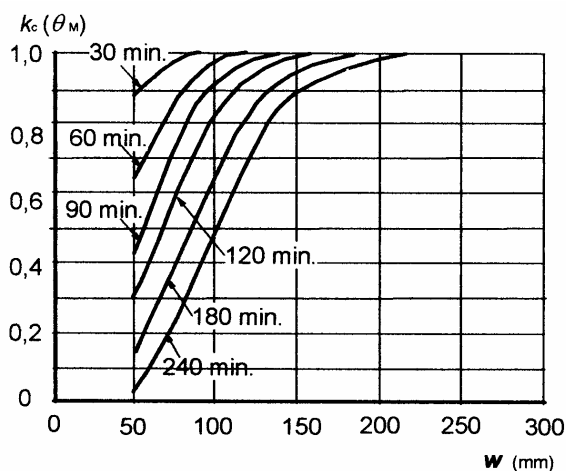


Obr.20 Redukce průřezů vystavených požáru

Pro stanovení požárem poškozené části o tloušťce a_z a pro stanovení redukované pevnosti tlačného betonu v bodě M redukované stěny, jsou uvedeny v [5] grafy – viz obr. 19 a 20.



Obr. 21 Redukce průřezu a_z z betonu s křemičitým kamenivem při normové teplotní křivce a) trámy a desky, b) sloupy nebo stěny



Obr. 22 Redukce pevnosti v tlaku pro redukovaný průřez z betonu s křemičitým kamenivem

2.4.2.3 Jednoduchá výpočetní metoda pro nosníky a desky

Metoda platí jen pro převážně rovnoměrné zatížení spojitých nosníků nebo desek, kde byl návrh při běžné teplotě založen na lineární analýze nebo lineární analýze s omezenou redistribucí momentů podle kapitoly 5 EN 1992-1-1 [4] (při redistribuci vyšší než 15 % je třeba zajistit dostatečnou rotační kapacitu v podporách pro požadované vystavení požáru).

Tato jednoduchá výpočetní metoda rozšiřuje použití tabulkové metody pro nosníky vystavené požáru na třech stranách a desky. Metoda určuje vlivy na únosnost v ohybu pro případy, kdy osová vzdálenost a spodní výztuže od povrchu je menší než je požadováno v tabulkách. Minimální rozměry průřezu (b_{\min} , b_w , h_s), dané v tabulkách, se nemají redukovat. Tato metoda používá součinitele redukce pevnosti podle obr. 11. Tato metoda neplatí pro spojitě nosníky, které mají v oblasti záporného momentu šířku b_{\min} nebo b_w menší než 200 mm a výšku h_s menší než $2b$, kde b_{\min} je hodnota ve sloupci 5 tab. 2.

2.4.2.3.1 Prostě podepřené nosníky a desky

Má se ověřit že

$$M_{Ed,fi} \leq M_{Rd,fi} \quad (13)$$

Zatížení při požáru se stanoví podle EN 1991-1-2 [3]. Postup výpočtu je následující:

- Vypočte se maximální návrhový moment při požáru $M_{Ed,fi}$ pro převážně rovnoměrné zatížení ze vztahu

$$M_{Ed,fi} = w_{Ed,fi} l_{eff}^2 / 8, \quad (14)$$

kde $w_{Ed,fi}$ je rovnoměrné zatížení (kN/m) při požáru,

l_{eff} účinná délka nosníku nebo desky.

- Dále stanovíme moment únosnosti $M_{Rd,fi}$ při návrhu pro požární situaci ze vztahu

$$M_{Rd,fi} = (\gamma_s / \gamma_{s,fi}) \times k_s(\theta) \times M_{Ed} (A_{s,prov} / A_{s,req}), \quad (15)$$

kde γ_s je dílčí součinitel spolehlivosti materiálu pro ocel používaný v EN 1992-1-1[4],

$\gamma_{s,fi}$ dílčí součinitel spolehlivosti materiálu pro ocel při požární situaci,

$k_s(\theta)$ součinitel redukce pevnosti oceli pro danou teplotu θ pro požadovanou požární odolnost; teplota θ může být stanovena podle teplotních profilů – viz obr. 16,

M_{Ed} působící moment pro návrh při běžné teplotě podle EN 1992-1-1[4],

$A_{s,prov}$ plocha navržené tahové výztuže,

$A_{s,req}$ plocha tahové výztuže při návrhu za běžné teploty podle EN 1992-1-1[4],

$A_{s,prov} / A_{s,req}$ nemá být větší než 1,3.

2.4.2.3.2 Spojitě nosníky a desky

Při návrhu na účinky požáru se má zajistit statická rovnováha ohybových momentů a posouvajících sil po celé délce spojitých nosníků a desek. Pro zajištění této rovnováhy při návrhu na účinky požáru, je možné redistribuovat momenty z pole do podpor tam, kde je nad podporou navržena dostatečná výztuž pro návrhové zatížení při požáru. Tato výztuž má dostatečně přesahovat do pole tak, aby se zajistilo bezpečné přenesení momentové obálky.

Únosnost průřezu v ohybu $M_{Rd,fi,Span}$ v místě maximálního mezipodporového momentu se vypočte pro podmínky požáru podle vztahu (15). Maximální ohybový moment na prostém nosníku od působícího rovnoměrného zatížení při požáru $M_{Ed,fi} = w_{Ed,fi} l_{eff}^2 / 8$, má být umístěn v tomto momentu únosnosti tak, aby podporové momenty $M_{Rd1,fi}$ a $M_{Rd2,fi}$ zajistily rovnováhu, viz obr. 21. To lze provést tak, že se zvolí podporový moment na jedné straně jako rovný nebo menší než je únosnost v ohybu v této podpoře, stanovený podle vztahu (16) a potom se vypočítá požadovaný moment ve druhé podpoře.

Moment únosnosti v podpoře při návrhu pro požární situaci lze stanovit ze vztahu

$$M_{Rd,fi} = (\gamma_s / \gamma_{s,fi}) M_{Ed} (A_{s,prov} / A_{s,req}) (d - a) / d, \quad (16)$$

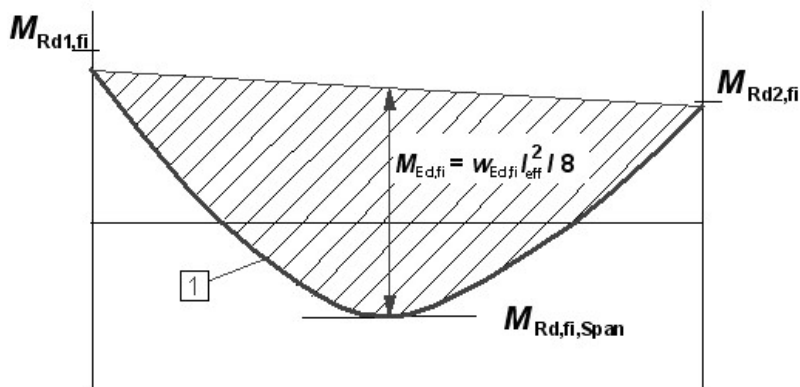
kde γ_s , $\gamma_{s,fi}$, M_{Ed} , $A_{s,prov}$, $A_{s,req}$ jsou definovány výše;

a je požadovaná průměrná osová vzdálenost výztuže od spodního povrchu podle tabulky 2, sloupec 5 pro nosníky a podle tab. 8 pro desky, sloupec 3,

d účinná výška průřezu,

$A_{s,prov} / A_{s,req}$ nemá být uvažováno větší než 1,3.

Vztah (16) platí tam, kde teplota horní výztuže nad podporou nepřekročí 350° C pro betonářskou výztuž a nepřekročí 100° C pro předpínací výztuž. Pro vyšší teploty se má $M_{Rd,fi}$ redukovat součinitelem $k_{s,\theta_{cr}}$ nebo $k_{p,\theta_{cr}}$ podle obr. 11.



1 momentový obrazec prostého nosníku pro rovnoměrné zatížení při požární situaci

Obr. 23 Umístění momentového obrazce prostého nosníku $M_{Ed,fi}$ pro zajištění rovnováhy

Dále je třeba posoudit zkrácení kotevní délky $l_{bd,fi}$, požadované pro požární situaci, kterou lze stanovit za vztahu

$$l_{bd,fi} = (\gamma_s / \gamma_{s,fi}) (\gamma_{c,fi} / \gamma_c) l_{bd}, \quad (17)$$

kde l_{bd} viz kapitola 8 EN 1992-1-1.

Navržená délka výztužného prutu má sahát za podporu k příslušnému bodu změny křivosti stanoveného z obr. 21, plus délka rovná $l_{bd,fi}$.

2.4.3 Zpřesněné výpočetní metody

Zpřesněná výpočetní metoda má umožnit reálný výpočet konstrukce vystavené účinkům požáru. Musí vycházet ze základního fyzikálního chování vedoucího ke spolehlivému přiblížení očekávaného chování konstrukce při požáru. Možné způsoby porušení, které zpřesněná metoda nezahrnuje, je třeba vyloučit vhodnými prostředky (konstrukčními opatřeními - např. lokální vybočení, poškození kotevních zařízení apod.).

Zpřesněnou výpočetní metodu je možné použít pro libovolnou požární křivku za předpokladu, že jsou známy průběhy hodnot materiálových vlastností odpovídajících danému rozsahu teplot a rychlosti zahřívání.

Zpřesněné výpočtové metody mají zahrnovat výpočetní modely pro stanovení:

- vývoje a rozložení teploty v nosných prvcích (model teplotní odezvy),
- mechanického chování konstrukce (model mechanické odezvy).

V modelu teplotní odezvy se musí uvažovat příslušné zatížení podle ČSN EN 1991-1-2 [3] a tepelné vlastnosti materiálů závislé na teplotě. Vliv vlhkosti a její změny uvnitř betonu nebo případných ochranných vrstev lze zanedbat. Teplotní profil železobetonového prvku lze uvažovat bez ohledu na výztuž.

Mechanická odezva má být provedena s využitím metod a principů mechaniky, s uvážením změn mechanických vlastností v závislosti na teplotě. Je třeba omezit deformace a zajistit splnění podmínek uložení prvků a konstrukce. Dále je třeba uvážit ve výpočtu napětí a přetvoření vznikající změnou teploty, jejího nárůstu, popř. rozdílů teplot. Deformace v mezním stavu uvažované ve výpočetních metodách, musí být podle potřeby omezeny, aby byla zajištěna kompatibilita mezi všemi částmi konstrukce. V rozhodujících případech je třeba uvažovat též případné účinky geometrické nelinearity. Únosnost jednotlivých prvků, částí konstrukce nebo celých konstrukcí vystavených účinkům požáru může být stanovena s uvážením plasticity podle EN1992-1-1 [4]. Plastická rotační kapacita železobetonových prvků se má posoudit s uvážením zvětšujících se mezních přetvoření za zvýšené teploty. Tlačená oblast betonu vystavená přímým účinkům požáru musí být posouzena a konstrukčně upravena s ohledem na odštěpování, popř. odpadávání krycí vrstvy betonu.

Ověření přesnosti výpočetních modelů musí být provedeno na základě příslušných výsledků zkoušek. Kritické parametry (účinná délka, úroveň zatížení apod.) musí být posouzeny pomocí analýzy citlivosti tak, aby model splňoval platné inženýrské zásady.

Literatura:

- [1] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí, ČSNI 03/2004
- [2] ČSN EN 1991-1-1: Zatížení konstrukcí – Obecná zatížení – Část 1-1: Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení budov, ČSNI 03/2004
- [3] ČSN EN 1991-1-2: Zatížení konstrukcí – Obecná zatížení – Část 1-2: Zatížení konstrukcí při požáru, ČSNI 08/2004
- [4] ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí – Obecně - Část 1-1: Obecná pravidla pro pozemní a inženýrské stavby, ČSNI 11/2006
- [5] ČSN EN 1992-1-2: Navrhování betonových konstrukcí – Obecně - Část 1-2: Navrhování na účinky požáru, ČSNI 11/ 2006
- [6] Wald, F. a kol.: Výpočet požární odolnosti stavebních konstrukcí, ISBN 80-0103157-8, Vydavatelství ČVUT Praha 2005

QUALITY RECORD

Název	Navrhování betonových konstrukcí na účinky požáru podle ČSN EN 1992-1-2:2006
Popis	Text seznamuje s možnostmi použití normy Eurokód 2: ČSN EN 1992-1-2:2006 Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-2: Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru.
Kategorie	Železobetonové a předpjaté betonové konstrukce
Název souboru	2-2_Navrhovani_betonovych_kci.pdf
Datum vytvoření	25. 10. 2006
Autor	Prof. Ing. Jaroslav Procházka, CSc. Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební, ČVUT v Praze
Klíčová slova	Nominální požár; Parametrický požár; Zatížení při požáru; Návrhové hodnoty materiálových vlastností; Metody ověřování; Materiálové vlastnosti betonu za zvýšených teplot; Materiálové vlastnosti oceli za zvýšených teplot; Ověřování pomocí tabulek; Tabulkové údaje; Jednoduché výpočetní metody; Metoda izotermy 500°C; Zónová metoda; Jednoduchá výpočetní metoda pro nosníky a desky; Metoda odhadu křivosti; Zpřesněné výpočetní metody; Odštěpování betonu; Vysokopevnostní betony.
Eurokódy	EN 1991-1-2: Zatížení konstrukcí, Obecná zatížení, Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru, ČNI, Praha 2004. EN 1992-1-2: Navrhování betonových konstrukcí, Část 1-2: Obecná pravidla, Navrhování konstrukcí na účinky požáru, ČNI, Praha 2006. EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí, Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, ČNI, Praha 2006.
Literatura	Wald F. a kol.: Výpočet požární odolnosti stavebních konstrukcí, České vysoké učení technické v Praze, Praha 2005, 336 s., ISBN 80-0103157-8.