

Radim ČAJKA¹, Lucie MYNARZOVÁ²

ANALÝZA ZDĚNÉ KONSTRUKCE ZATÍŽENÉ POŽÁREM

Abstract

This paper deals about determination of fire load, temperature field and state of stress of masonry structure after fire. Firstly, procedures and calculations are presented generally and than the application on specific case is demonstrated.

1 ÚVOD

Tento článek ukazuje možnosti stanovení požárního zatížení, teplotního pole a napjatosti zděného objektu po požáru. Postupy a výpočty jsou uvedeny obecně a následně jsou také aplikovány na konkrétní příklad.

2 POŽÁRNÍ ZATÍŽENÍ

Přesnější stanovení požárního zatížení p [kg/m²] se obvykle určuje v závislosti na množství a výhřevnosti hořících hmot podle [1] jako součet požárního zatížení nahodilého (p_n) a požárního zatížení stálého (p_s):

$$p = p_n + p_s . \quad (1)$$

Nahodilé požární zatížení se může stanovit bez dalších výpočtů podle Přílohy A této normy nebo výpočtem, který je totožný i pro stálé požární zatížení.

$$p_n \text{ nebo } p_s = \frac{\sum_{i=1}^j M_i \cdot K_i}{S} , \quad (2)$$

kde

- M_i je hmotnost *i-tého* druhu hořlavých látek,
 K_i je součinitel ekvivalentního množství dřeva *i-tého* druhu hořlavých látek,
 S je celková plocha požárního úseku v m²,
 j je počet druhů hořlavých látek.

Pokud ovšem není dochována původní projektová dokumentace nebo je celý objekt požárem zlikvidován, nelze požární zatížení spolehlivě stanovit ani není možné použití přesnějších parametrických teplotních křivek požáru či zdokonalených (vícezónových) modelů požáru podle příloh evropské normy [2], protože modely vyžadují údaje o proudění okenními či dveřními otvory, polohu stěn atd.

Analýza teplotního pole a napjatosti může být v těchto případech provedena pouze pro obecnou normovou křivku podle ISO DIS 834-75, viz ČSN EN 1991-1-2 [2], viz obrázek 1. Teploty plynů v hořícím prostoru jsou dány rovnicí (3):

¹ Doc. Ing. Radim Čajka, CSc., Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875, Ostrava-Poruba, tel.: +420 597 321 344, e-mail: radim.cajka@vsb.cz.

² Ing. Lucie Mynarzová, Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875, Ostrava-Poruba, tel.: +420 597 321 363, e-mail: lucie.mynarzova@vsb.cz.

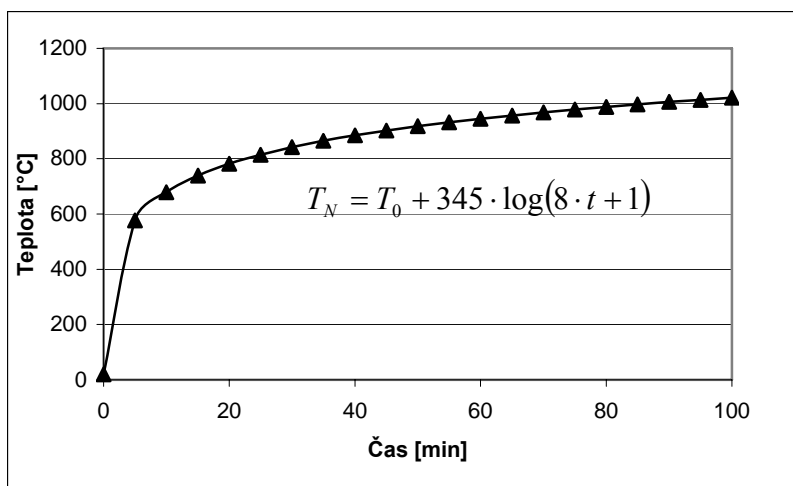
$$T_N = T_0 + 345 \cdot \log(8 \cdot t + 1), \quad (3)$$

kde

T_N je teplota plynů při normovém požáru [$^{\circ}\text{C}$],

T_0 je počáteční teplota plynů v prostoru [$^{\circ}\text{C}$],

t je čas [min].



Obr. 1: Normová teplotní křivka.

Přestup tepla při požáru probíhá prouděním a sáláním. Přestup tepla prouděním je charakterizován součinitelem přestupu tepla prouděním α_c . Součinitel přestupu tepla prouděním je uvažován nelineární hodnotou, závislou na teplotě.

3 TEPLITNÍ POLE

Vedení tepla v trojrozměrném tělese je popsáno diferenciální Fourierovou rovnicí vedení tepla

$$\frac{\partial(c \cdot \rho \cdot T)}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda_x \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda_y \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\lambda_z \frac{\partial T}{\partial z} \right), \quad (4)$$

kde

t je čas [s],

$T(x, t)$ teplota v závislosti na souřadnici a čase [K],

λ teplotní vodivost [$W \cdot m^{-1} \cdot K^{-1}$],

ρ měrná hmotnost [$kg \cdot m^{-3}$],

c měrná tepelná kapacita při stálém tlaku [$kJ \cdot kg^{-1} \cdot K^{-1}$].

Aby bylo možno řešit obecnou diferenciální rovnici, je třeba znát fyzikální vlastnosti tělesa (λ, c, ρ) a doplnit ji o počáteční podmínky, které zahrnují tvar a rozměry tělesa, počáteční rozložení teplot v tělese a hraniční podmínky, které charakterizují vzájemné působení tělesa s okolním prostředím.

V případě výpočtu odezvy konstrukce na vysoké teploty nejsou tepelné technické vlastnosti zdiva (λ, c, ρ) včetně závislosti na teplotě v ČSN či EC normách udány.

3.1 Analytické a numerické řešení

Analytické řešení diferenciální rovnice (4) je známo pouze pro určité případy za zjednodušených předpokladů. Uvažujeme-li konstantní tepelně-technické vlastnosti (nezávislé na teplotě), lze rovnici zjednodušit:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\lambda}{c \cdot \rho} \cdot \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right). \quad (4a)$$

Přestup tepla sáláním se zanedbává. Při analytickém řešení se s výhodou používají tzv. čísla podobnosti, které charakterizují nestacionární teplotní pole [3]. Fourierovo číslo (5) charakterizuje bezrozměrný čas a Biotovo číslo (6) charakterizuje bezrozměrný součinitel přestupu tepla:

$$Fo = \frac{a \cdot t}{L^2}; \quad Bi = \frac{\alpha \cdot L}{\lambda} \quad (5, 6)$$

kde

- t je čas,
- a je součinitel teplotní vodivosti,
- L je délková veličina.
- α je součinitel přestupu tepla,
- λ součinitel tepelné vodivosti.

Bezrozměrná teplota je definována

$$\theta = \frac{T_f - T}{T_f - T_0} \quad (7)$$

kde

- T_f je teplota okolního prostředí,
- T_0 je počáteční teplota,
- T je neznámá teplota v závislosti na čase a souřadnicích.

Řešení diferenciální rovnice má tvar

$$\theta = f(Fo, Bi, X, Y, Z) \quad (8)$$

kde

X, Y, Z je bezrozměrná souřadnice $x/L, y/L, z/L$.

Při řešení odezvy konstrukce na vyšší teploty (které se vyskytují při požáru) nelze analytické řešení použít, protože zpravidla nejsou známa analytická řešení, pokud uvažujeme závislosti tepelně technických vlastností na teplotě.

Proto se častěji využívá numerického řešení – např. program NONSTAC [4] řeší numericky diferenciální rovnici (4a) pro jednorozměrné vedení tepla. Umožňuje zadat závislost tepelně technických vlastností na teplotě pomocí kvadratických polynomů. Součinitel přestupu tepla α zahrnuje jak přestup tepla prouděním α_k , tak přestup tepla sáláním α_s .

4 NAPJATOST

Podle ČSN EN 1996-1-2 [5] lze požární odolnost zděných stěn ověřit výpočtem, v němž se přihlíží ke způsobu porušení stěny namáhané požárem, k vlastnostem hmot závislých na teplotě, ke štíhlosti a k účinkům tepelné roztažnosti a deformacím.

Výpočtovou metodou může být

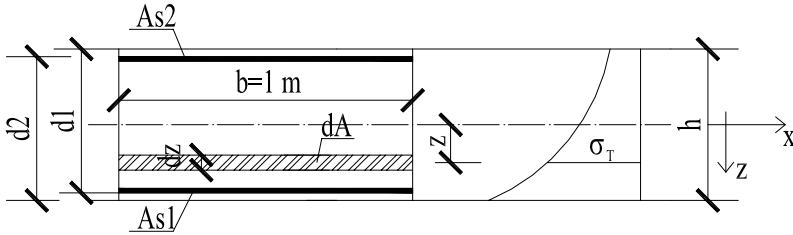
- globální analýza konstrukce, jejímž cílem je vyjádřit chování nosných prvků, jejich sestav nebo celé konstrukce
- zjednodušený výpočtový model specifických druhů prvků

Platnost výpočtových metod by měla být ověřena porovnáním vypočtené požární odolnosti s výsledky zkoušek, což je však v daném případě již nemožné. V poznámce citované normy se však rovněž uvádí, že podrobná výpočtová metoda pro zděné konstrukce není dosud k dispozici.

Proto bude použita metoda stanovení vnitřní napjatosti postupem podle zásad statiky a pružnosti v souladu s odbornou literaturou, viz např. [3], [4], [6]. Výsledné vnitřní síly vlivem nelineárního průběhu teplot v průřezu lze pak stanovit podle vztahů

$$N = \int_A \sigma \cdot dA = \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} \sigma \cdot b \cdot dz, \quad (9)$$

$$M = \int_A \sigma \cdot z \cdot dA = \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} \sigma \cdot z \cdot b \cdot dz. \quad (10)$$



Obr. 2: Princip stanovení ohybového momentu M_T od nerovnoměrného rozdělení teplot.

4.1 Přetvárné charakteristiky zdiva

Při výpočtu napjatosti a přetvoření je nezbytné zadat odpovídající moduly přetvárnosti zdiva. ČSN 73 1101 [7] definuje tzv. tečnové a sečnové moduly přetvárnosti. Pro výpočet dlouhodobých účinků zatížení zpravidla použijeme sečnový modul E_{def1} , zatímco pro krátkodobé a dynamické účinky tečnový modul E_{def2} .

Sečnový modul je závislý na úrovni napětí. Pro obor napětí

$$0 < \sigma \leq \frac{2}{3} \cdot k_m \cdot R_d \quad (11)$$

je modul přetvárnosti

$$E_{def1} = \alpha \cdot k_m \cdot R_d \cdot \left(1 - \frac{\sigma}{2 \cdot k_m \cdot R_d} \right) \quad (12)$$

a pro interval

$$\frac{2}{3} \cdot k_m \cdot R_d < \sigma \leq k_m \cdot R_d \quad (13)$$

je

$$E_{def1} = 1,2 \cdot \alpha \cdot k_m \cdot R_d \cdot \left(1 - \frac{\sigma}{1,5 \cdot k_m \cdot R_d} \right), \quad (14)$$

kde

α je součinitel přetvárnosti zdiva podle tab.6 v [7],

k_m je součinitel pevnosti zdiva, které pro cihelné a kamenné zdivo nabývá hodnoty $k_m = 2,1$,

R_d je výpočtová pevnost zdiva v tlaku podle tab.2 v [7].

Modul přetvárnosti zdiva ve smyku se zavádí hodnotou

$$G_{def} = 0,4 \cdot E_{def2}, \quad (15)$$

kde

$$E_{def2} = \alpha \cdot k_m \cdot R_d \cdot \left(1 - \frac{\sigma}{1,1 \cdot k_m \cdot R_d} \right). \quad (16)$$

Závislost poměrného stlačení zdiva ε , které nezahrnuje účinek dotvarování, na velikosti napětí σ je určena vztahem

$$\varepsilon = \frac{1000}{\alpha} \cdot \varepsilon_a, \quad (17)$$

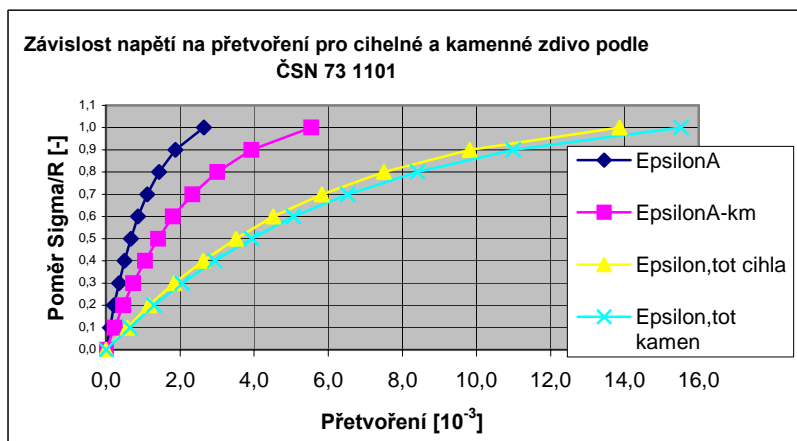
kde ε_a je poměrné stlačení zdiva pro $\alpha = 1000$, tj.

$$\varepsilon_a = -\frac{1,1}{1000} \cdot \ln \left(1 - \frac{\sigma}{1,1 \cdot k_m \cdot R_d} \right). \quad (18)$$

Účinek dlouhodobě působícího zatížení se zavádí hodnotou (včetně účinků dotvarování)

$$\varepsilon_{tot} = k_{tot} \cdot \varepsilon, \quad (19)$$

kde $k_{tot} = 2,5$ pro zdivo z cihlářských výrobků a $k_{tot} = 2,8$ pro zdivo kamenné [7].



Obr. 3: Závislost napětí na přetvoření cihelného a kamenného zdiva podle ČSN 73 1101.

Evropská přednorma ČSN EN 1996-1-2 Navrhování zděných konstrukcí [5] již žádné podrobnější informace o vztahu napětí a přetvoření neposkytuje. Ve výpočtech lze uvažovat vztah mezi napětím a poměrným přetvořením (pracovní diagram zdiva) jako parabolický, parabolicko obdélníkový nebo obdélníkový.

Krátkodobý sečnový modul pružnosti E je nutno pro podmínky mezních stavů použitelnosti stanovit zkouškami. Modul pružnosti je určen při tlaku, který se rovná jedné třetině největší pevnosti zkušebního tělesa, které je při zkoušce podle EN 1052-1 dosaženo.

Pokud není při výpočtu konstrukce k dispozici hodnota modulu pružnosti E určená zkouškami, lze podle Národní přílohy pro ČR pro podmínky běžného provozu uvažovat krátkodobý sečnový modul pružnosti zdiva

$$E = \alpha_{\text{sec}} \cdot f_k, \quad (20)$$

kde α_{sec} je součinitel stanovený v závislosti na druhu použitých zdících prvků a pevnosti obyčejné zdicí malty v tlaku podle ČSN EN 1996-1-2 [5].

Ve výpočtech podle mezních stavů použitelnosti se doporučuje uvažovat modul pružnosti obdobně jako ve zjednodušené metodě stávající ČSN 73 1101 [7] hodnotou

$$E_{\text{def}} = 0,6 \cdot E. \quad (21)$$

5 PŘÍKLAD

Ukážeme si nyní výše zmíněné teoretické postupy na konkrétním příkladu zděné konstrukce (restaurace), která vyhořela. Větší část konstrukce se při požáru zřítla a zbylé části (obvodové stěny aj.) byly po požáru strženy.

5.1 Vznik a intenzita požáru

Požár řešené zděné konstrukce byl nahlášen 11. května 2000 v 01.56 hod. Čas vzniku požáru nebylo možno určit přesně, vzhledem k jeho intenzitě je odhadován mezi 1.00 až 1.30 hod. V době příjezdu prvních požárních jednotek v čase 02.15 hod se již objekt nacházel ve třetí fázi hoření, kdy již byla zasažena celá půdorysná plocha při intenzivním hoření. Ve vzdálenosti cca 5 m od hořící restaurace byl bezprostředně ohrožen sálavým teplem a možností přenosu požáru další objekt ubytovny. Proto byly veškeré síly a prostředky nasazeny na záchranu bývalé ubytovny a místnosti sálu v restauraci. Přes provedený zásah se však strop nad sálem nepodařilo zachránit a došlo k jeho zřícení.



Obr. 4: Celkový pohled (vlevo) a pohled z jižní strany (vpravo) na požárem zasažený objekt.

Zásah byl zahájen v 02.16 hod., doba volného rozvoje požáru činila 45 až 75 min, konečná likvidace požáru byla provedena až v 15.45 hod. Doba hoření s ohledem na volný rozvoj požáru byla určena přibližně na 9 hod (ještě v 10.00 hod prováděli hasiči likvidaci požáru v bývalé místnosti sálu). Na požářiště bylo dopraveno 290 000 l hasiva (vody), během likvidace požáru došlo ke zřícení střešní konstrukce a zdiva 2.NP včetně zřícení dřevěného stropu nad hlavním sálem.

Stav zděných konstrukcí po požáru (před strhnutím zbývajících částí objektu) je dobře patrný z fotodokumentace ve spisu o požáru [8], ze kterého jsou obě fotografie na obrázku 4.

5.2 Požární zatížení

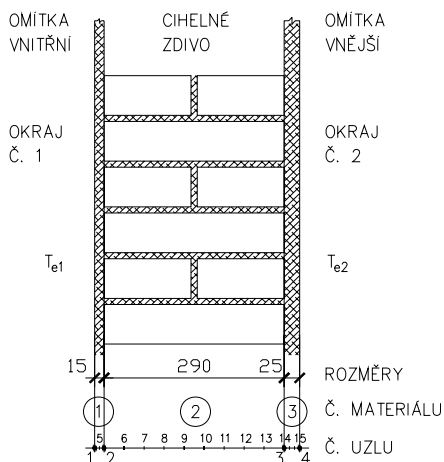
Vzhledem k tomu, že zbytky objektu byly zlikvidovány a původní projektová dokumentace se nedochovala, nelze v tomto případě stanovit přesně požární zatížení. Na intenzitu požárního zatížení lze pouze usuzovat z intenzity požáru v době zásahu (třetí fáze hoření) a některých údajů v rozpočtu vzniklých škod. Např. v posudku znalce Ing. Pavlovského [9] se v položkovém rozpočtu uvádí objem dřevěných prvků vyhořelého krovu:

konstrukce tesařské	76 150,71 kg
konstrukce truhlářské	11 664,45 kg
<u>podlahy vlysové a povlakové</u>	<u>1 846,19 kg</u>
Celkem dřevní hmota	89 661,35 kg

K tomuto požárnímu zatížení je dále nutno připočítat další hořlavé předměty a látky uvnitř objektu, jako je nábytek, nátěry atd. Při normové hodnotě výhřevnosti jehličnatého dřeva 17 MJ.kg^{-1} [10] se tak při požáru mohlo uvolnit až 1524,243 GJ tepla.

Numerické řešení teplotního pole

Dělení konstrukce na jednotlivé materiálové vrstvy a body pro výpočet teplotního pole a napjatosti během požárního zatížení je zřejmé z obrázku 5. Numerické řešení diferenciální rovnice (4a) je řešeno podle [11].



Obr. 5: Schéma dělení konstrukce na jednotlivé prvky a uzly.

Protože se původní projektová dokumentace nedochovala a zdivo bylo zbouráno, jsou pro výpočet a posouzení použity údaje ze soudního spisu, a to konkrétně ze znaleckého posudku (rozpočtu) [9], kde je uvažováno zdivo tl. 300 mm P25/MVC2,5.

Pro výpočet je tedy uvažováno zdivo z cihel plných klasického formátu skladebné tloušťky 300 mm s oboustrannou omítkou a teploty vnějšího prostředí s následujícími parametry:

- pevnost zdiva je uvažována pro cihly pevnostní třídy P25 MPa a maltu MVC2,5 MPa
- objemová hmotnost zdiva je uvažována průměrnou hodnotou 1800 kg.m^{-3}

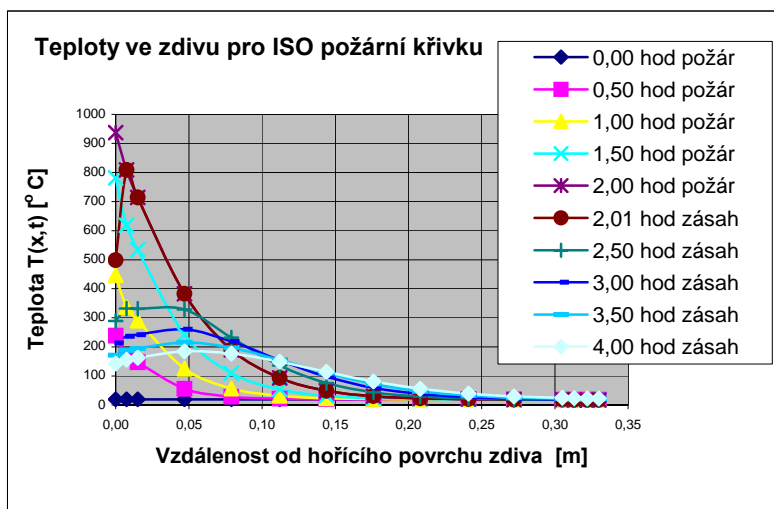
Teplotní nárůst požáru na vnitřním povrchu zdiva T_{e1} je uvažován podle normové teplotní křivky v souladu s normami ČSN a EC. Teplota vnějšího prostředí je uvažována s konstantní teplotou, vzhledem k jarnímu období a nočním teplotám při požáru je do výpočtu zavedena teplota $T_{e2} = 15^\circ\text{C}$

Délka trvání normové požární křivky je na straně bezpečné uvažována 2 hod (ačkoliv ve skutečnosti požární zásah trval déle, avšak za současného probíhajícího hašení). Další 2 hodiny je simulováno ochlazování nahřátého vnitřního lince zdiva požární vodou při zásahu za těchto předpokladů:

Počáteční rozdělení teplot ve zdivu odpovídá numerickému řešení teplotního pole po 2 hodinách zatížení normovou teplotní křivkou. Teplota vnějšího prostředí je uvažována s konstantní teplotou, vzhledem k jarnímu období a nočním teplotám při požáru je do výpočtu zavedena teplota vody $T_{e2} = 10\text{ °C}$.

Výpočet byl proveden v programu NONSTAC [4] v časech po 0,05 hod (3minutách). Bylo uvažováno zatížení teplotní křivkou a poté i teplotní zatížení hasením zásahem.

Vypočtené teploty po průřezu zdiva jsou graficky znázorněny na obr. 6. Z výsledných teplot [4] vyplývá, že po 2 hodinách působení požáru na vnitřní líc omítnutého zdiva dosáhla maximální teplota povrchu omítky hodnoty 937 °C a teplota povrchu cihel 714 °C , zatímco na vnějším povrchu teplota nepřesáhla 18 °C (ohřátí o necelé 3 °C).



Obr. 6: Teploty ve zdivu pro normovou požární křivku a následné ochlazení vodou.

Po prudkém ochlazování vnitřního povrchu další 2 hodiny chladnou vodou (používána voda z nedaleké vodoteče) s teplotou okolo 10 °C dochází ke snižování teploty na vnějším líci zdiva a ke stěhování vyšších teplot přesahujících cca 100 °C až do poloviny průřezu.

Toto nerovnoměrné rozdělení teplot se strmým gradientem teploty vyvolává tzv. vnitřní napjatost, přičemž zejména tahová napětí větší než pevnost pojiva a zdících prvků v tahu mohou zdivo značně narušit.

Pevnostní a přetvárné charakteristiky vrstev zdiva

Pevnostní charakteristiky zdiva potřebné pro posouzení stávající konstrukce se obvykle určují laboratorními zkouškami nebo měřením. V tomto případě ovšem bylo veškeré zdivo odvezeno na skládku před započítáním posouzení, takže pevnost zdiva P 25 na MVC 2,5 byla podle [7] uvažována těmito výpočtovými hodnotami:

- pevnost v tlaku $R_{m,c} = 2,0\text{ MPa}$
- pevnost v hlavním tahu, tahu za ohybu (porušení v rovné spáře) $R_{m,t} = 0,08\text{ MPa}$
- pevnost v hlavním tahu, tahu za ohybu (porušení zdícího prvku) $R_{m,t} = 0,03\text{ MPa}$

Pevnost malty MVC 2,5 pro zdění lze podle ČSN 72 2430-3 [12], resp. pro omítky podle ČSN 72 2430-4 [13], uvažovat minimálními hodnotami

- pevnost v tlaku $R_{m,c} = 2,5\text{ MPa}$

- pevnost v hlavním tahu, tahu za ohybu (porušení ve spáře) $R_{m,t} = 0,8 \text{ MPa}$

Součinitel teplotní roztažnosti se podle [7] uvažuje pro zdivo z cihlářských výrobků hodnotou $\alpha_t = 0,5 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

Vzhledem ke krátkodobému (z hlediska životnosti stavebního objektu), avšak intenzivnímu požárnímu zatížení, je modul pružnosti pro výpočet napjatosti uvažován hodnotou

$$E_{def} = \alpha_{sec} \cdot k_m \cdot R_d = 750 \cdot 2,1 \cdot 2,0 = 3150 \text{ MPa}.$$

Pro vnitřní omítku (předpokládá se vápenná) pevnosti nepřesahující 0,4 MPa pak dostáváme

$$E_{def} = \alpha_{sec} \cdot k_m \cdot R_d = 500 \cdot 2,1 \cdot 0,4 = 420 \text{ MPa}.$$

Pro vnější brizolitovou omítku (předpokládá se tvrdá cementová) pevnosti cca 5,0 MPa pak dostáváme

$$E_{def} = \alpha_{sec} \cdot k_m \cdot R_d = 1000 \cdot 2,1 \cdot 5,0 = 10500 \text{ MPa}.$$

S ohledem k charakteru omítkoviny odpovídající spíše cementovému potěru je pak ve výpočtu uvažováno s hodnotou $E_{def} = 10000 \text{ MPa}$.

Výsledná napětí jsou pak spočtena z dosažených teplot jak pro požární zatížení normovou křivkou, tak pro následné ochlazení vodou při hašení pomocí programu NONSTAC [4].

6 POSOUZENÍ EXTRÉMních NAPĚTÍ A PŘETVOŘENÍ

Přesné vymezení pojmů souvisejících s poruchami uváděla dnes již neplatná norma [14]:

- **vada konstrukce** je nedostatek konstrukce, způsobený chybným návrhem nebo provedením,
- **porucha konstrukce** je změna konstrukce proti původnímu stavu, která je vyvolána zatěžujícími účinky a vlivy ve stadiu realizace a užívání a která zhoršuje jejich spolehlivost a funkční způsobilost,
- **funkční způsobilost** je schopnost konstrukce plnit požadované nosné funkce z hlediska mezních stavů únosnosti a použitelnosti při působení statických a dynamických zatížení, požadované funkce z hlediska požární bezpečnosti, energetické náročnosti, z hlediska úspory tepla, akustiky, bezpečnosti provozu a užitných vlastností a z hlediska požadavků zdravotní nezávadnosti a ochrany zdraví.

Norma [14] byla v roce 2005 nahrazena novým předpisem [21], kde již tyto charakteristiky v takovém znění uvedeny nejsou. Navrhování pozemních staveb se v minulosti a v řadě případů i dosud opírá o empirii. Teprve v první polovině 20. století se postupně začínají uplatňovat analytické a teoretické postupy a metody při navrhování zejména nosných částí budov.

Při hodnocení technického stavu objektů je třeba zaměřit průzkumy v návaznosti na požadavky uvedené v § 47 Stavebního zákona č. 50/1976 Sb. [15] (včetně pozdějších novel). Tyto požadavky jsou shodné s Hlavními požadavky (Essential Requirements), stanovenými Směrnicí Rady Evropských společenství (Council Directive 89/106/EEC), a to:

- **mechanická odolnost a stabilita**
- **bezpečnost v případě požáru**
- hygiena, zdraví a životní prostředí
- bezpečnost při užívání
- ochrana proti hluku
- hospodárnost při využití energie a tepelné ochraně

V posuzovaném případě bude rozhodující zejména požadavek na mechanickou odolnost a stabilitu, popř. schopnost poškozené konstrukce odolat dalšímu požárnímu zatížení. Je třeba podotknout, že i nově vybudovaný a opravený objekt musí pro úspěšnou kolaudaci splňovat požadavky současně platných norem a stavebních předpisů.

6.1 Posouzení přetvoření

Výpočet zděných prvků a konstrukcí, u nichž se v omítce nepřipouští vznik trhlin, se pro mezní stav přetvoření provádí pro účinky provozních zatížení, která působí po zhotovení povrchových vrstev a pro účinky ostatních provozních zatížení, která vyvolávají dlouhodobá přetvoření [7].

Poměrná tahová přetvoření nesmí přestoupit hodnoty $\varepsilon_{t,\text{lim}}$, které nabývají hodnot pro

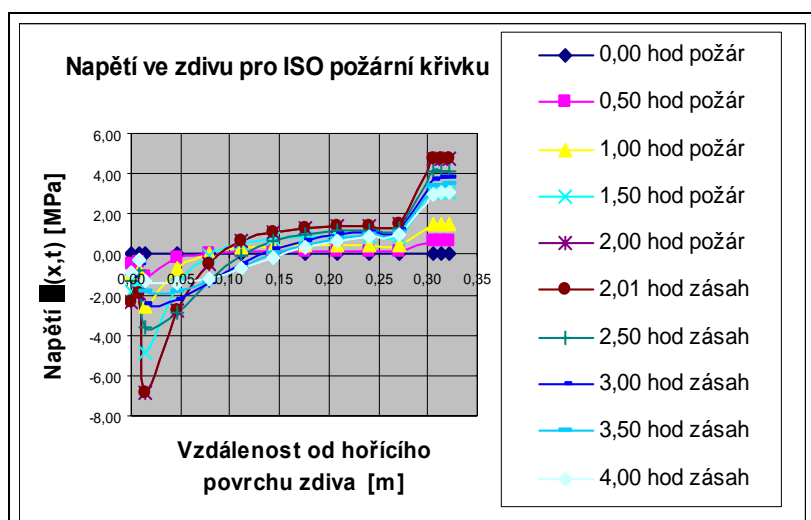
- obvyklé omítky v zazubené spáře $\varepsilon_{t,\text{lim}} = 0,20 \cdot 10^{-3}$
- obvyklé omítky v rovné spáře $\varepsilon_{t,\text{lim}} = 0,15 \cdot 10^{-3}$
- cementové omítky vystavené hydrostatickému tlaku $\varepsilon_{t,\text{lim}} = 0,08 \cdot 10^{-3}$
- kyselinovzdorné omítky $\varepsilon_{t,\text{lim}} = 0,05 \cdot 10^{-3}$

Při porovnání s hodnotami poměrných přetvoření, která vznikají od účinků teplot při požáru je zřejmé, že u většiny objektů může dojít ke vzniku trhlin.

Uvážíme-li např. při gradientu teploty $\Delta T = 937 - 15 = 922 \text{ } ^\circ\text{C}$ výsledné přetvoření $\varepsilon_t = \alpha_t \cdot \Delta T = 0,5 \cdot 10^{-5} \cdot 922 = 4,61 \cdot 10^{-3}$, vychází hodnoty větší než maximální mezní hodnota pro obvyklé omítky v zazubené spáře podle ČSN [7], $\varepsilon_{t,\text{lim}} = 0,20 \cdot 10^{-3}$.

6.2 Posouzení extrémních napětí

Z vypočtených napětí, která byla pro přehlednost vykreslena pro jednotlivé časy na obr. 7, vyplývá, že během požáru a následného zásahu byly výrazně překročena jak napětí v tahu, tak i tlaku. Překročením výpočtových pevností dochází k porušení průřezu zdiva trhlinami, narušení celistvosti zdiva a postupné ztrátě únosnosti. Vlivem promočení zdiva velkým množstvím vody při hašení rovněž dochází k dalšímu snížení jeho mechanicko-pevnostních parametrů.



Obr. 7: Napjatost ve zdivu pro normovou požární křivku a následné ochlazení vodou.

Vzhledem k tomu, že nebyla možnost před posouzením této poškozené konstrukce vizuálně posoudit stupeň porušení zdiva po požáru, lze rovněž vycházet ze stanoviska tehdy přizvaného znalce Ing. Stanislava Daňka a jeho vyjádření ve znaleckém posudku [16], [17], kde se uvádí,že hlavním důvodem pro odstranění konstrukcí byl jejich technický stav narušený požárem a protipožárním zásahem. Tato tvrzení rovněž dokládají stanoviska stavební firmy při provádění bouracích prací [18] a následné vydání rozhodnutí o odstranění stavby [19]. Na základě provedených teplotních a napjatostních analýz zdiva se pak lze s tímto stanoviskem ztotožnit.

6.3 Posouzení mezní štíhlosti a stability

Vlivem požáru rovněž došlo ke zřícení stropních konstrukcí a krovu, které přispívají ke stabilitě stěn. U obdélníkových průřezů lze stanovit štíhlostní poměr pro posuzované volně stojící zdivo podle vztahu v ČSN 73 1101 [7]

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} \cdot \sqrt{\frac{1000}{\alpha}} = \frac{12,0}{0,0866} \cdot \sqrt{\frac{1000}{750}} = 160$$

kde poloměr setrvačnosti i obdélníkového průřezu zdiva o jednotkové šířce $b = 1$ m a tloušťce v rovině možného vybočení $h = 0,3$ činí

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3}{b \cdot h}} = \sqrt{\frac{1}{12}} \cdot \sqrt{h^2} = 0,289 \cdot h = 0,289 \cdot 0,3 = 0,0866 \text{ m}$$

a vzpěrná délka pro neopřené (volné) zhlaví volně stojící stěny o výšce minimálně dvou podlaží $h_w = 2,3 = 6,0$ m (u komínového zdiva však ještě větší)

$$l_{ef} = 2,0 \cdot h_w = 2,0 \cdot 6,0 = 12,0 \text{ m}.$$

Mezní štíhlostní poměry nejsou v ČSN 73 1101 [7] přímo uvedeny, pro takto vysokou hodnotu se však součinitel vzpěru blíží k nule (tabulka v ČSN končí pro $\lambda = 125$, pro součinitel vzpěrnosti $\varphi = 0,22$). Při tak vysokém štíhlostním poměru je několikrát překročena mezní únosnost zdiva a ohrožena jeho stabilita.

V evropské přednormě ČSN EN 1996-1-1 [20] je štíhlost zděných prvků h_{ef}/t_{ef} omezena hodnotou 27

$$\frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{12,0}{0,3} = 40 \gg 27,$$

což je v případě volně stojících stěn rovněž překročeno.

7 ZÁVĚR

V tomto příspěvku bylo ukázáno teoreticky i na konkrétním příkladu, jakým způsobem se dá stanovit zbytková únosnost zděné konstrukce vystavené účinkům konkrétního požárního zatížení. Jsou zde uvedeny teoretické postupy pro výpočet požárního zatížení, určení teplotního pole, napjatosti konstrukce nebo posouzení mezní štíhlosti a stability. Obecné postupy jsou následně aplikovány na zděný objekt vystavený účinkům požáru.

PODĚKOVÁNÍ

Tento článek je podporován ze státního rozpočtu České republiky prostřednictvím Grantové agentury ČR. Registrační číslo projektu je 103/05/H036.

LITERATURA

- [1] ČSN 73 0802 Požární bezpečnost staveb. Nevýrobní objekty. ČNI, prosinec 2000.
- [2] ČSN EN 1991-1-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-2: Obecná zatížení - Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru. ČNI, srpen 2004.
- [3] Klečková, M.: Nestacionární teplotní pole a napjatost ve strojních částech. Praha, SNTL 1979.
- [4] Čajka, R.: Teoretické vztahy a numerické řešení nestacionárního teplotního pole, verze 1.3 a program NONSTAC, verze 1.8, Ostrava 11/1997.
- [5] ČSN EN 1996-1-2 Navrhování zděných konstrukcí - Část 1-2: Obecná pravidla - Navrhování konstrukcí na účinky požáru. ČNI 2006.
- [6] Valchařová, J.: Soudobé numerické metody v mechanice kontinua. Praha, SNTL 1986.
- [7] ČSN 73 1101 Navrhování zděných konstrukcí; 1980, a-82, b-87
- [8] Odborné požární vyjádření č.j. 506/2000/HZS/P-Sv, evidenční číslo události 3806 00 0279, včetně fotodokumentace a dodatku z požáru bývalé restaurace o dvou nadzemních podlažích v obci Kružberk č.p. 10 ze dne 11. května 2000, Okresní úřad Opava, okresní požární rada, Opava 24.08.2000, dodatek 5.3.2002
- [9] Znalecký posudek č. 103/01 „Stanovení rozsahu škody způsobené požárem a hasením zásahem dne 11.5.2000 na provozním objektu č.p. 10 v Obci Kružberk, okres Opava, objekt stojí na pozemku p.č. 18/2, kat. území Kružberk“, Ing. Josef Pavlovský, Bílovice nad Svitavou, v Brně 28.03.2001
- [10] ČSN 73 0823 Požární bezpečnost staveb. Výhřevnost hořlavých látek, 12/1992.
- [11] Nevřiva, P.: Simulace řídicích systémů na číslicovém počítači. Praha, SNTL 1975.
- [12] ČSN 72 2430-3 Malty pro stavební účely. Část 3: Malty pro zdění, výrobu keramických dílců a stykové malty, 1992.
- [13] ČSN 72 2430-4 Malty pro stavební účely. Část 4: Malty pro omítky, 1992.
- [14] ČSN 73 0038 Navrhování a posuzování stavebních konstrukcí při přestavbách; 1986.
- [15] Zákon č. 50/1976 Sb. o územním plánování a stavebním řádu (stavební zákon) ve znění pozdějších předpisů.
- [16] Znalecký posudek číslo 275/00 „Posouzení technického stavu objektu restaurace Kružberk, Ing. Stanislav Daněk, Opava 7.6.2000
- [17] Dodatek znaleckého posudku číslo 275/00 „Posouzení technického stavu objektu restaurace Kružberk, Ing. Stanislav Daněk, Opava 18.12.2000
- [18] Vyjádření k odstranění suti z vyhořelého objektu na Kružberku č.p. 10, Drozdek – rozvoj s.r.o., Opava 24.5.2004
- [19] Rozhodnutí č.j. 1458/2000-Ma o povolení odstranění stavby restaurace na stavební parcele 18/2 v kat. území Kružberk, Městský úřad Budišov nad Budišovkou, odbor výstavby a územního plánování, Budišov nad Budišovkou 13.11.2000
- [20] ČSN EN 1996-1-1 Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí, Část 1-1: Obecná pravidla pro pozemní stavby – Pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce, ČNI 2007.
- [21] ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí, ČNI 2005.

Oponentní posudek vypracoval: Ing. Petr Kučera