

ZOHLEDNĚNÍ NEPŘÍMÝCH TEPLOTNÍCH ZATÍŽENÍ PŘI POSUZOVÁNÍ ŽB KONSTRUKCÍ PO POŽÁRU

Petr Müller *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
petr.muller.1@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Článek se zabývá problematikou posuzování ŽB konstrukcí během požáru a po jeho skončení. Jsou zde popsány zjednodušené výpočetní metody, které jsou založeny na zohlednění poškození materiálu vlivem vysokých teplot a souvisejícímu poklesu mechanických parametrů. V článku je zároveň upozorněno na vliv nepřímého teplotního zatížení konstrukcí. Je uveden postup výpočtu teplotních přetvoření a možné způsoby implementace do statického výpočtu v závislosti na charakteru statického působení.

Bylo prokázáno, že zohlednění těchto jevů při výpočtu požární odolnosti konstrukcí nemá zásadní vliv na výsledek posudku, naopak jejich zohlednění při výpočtu únosnosti poškozené konstrukce po požáru může významně ovlivnit určení její zbytkové únosnosti a tak celkové hodnocení konstrukce.

KLÍČOVÁ SLOVA

ŽB konstrukce • Požární odolnost • Reziduální únosnost • Teplotní deformace

ABSTRACT

The paper deals with fire resistance assessments of concrete structures, either during fire or after its end. Simplified calculation methods, which are based on deterioration of mechanical properties, are described. The attention is also focused on indirect thermal loadings of structures during fire. An approach how to estimate thermal strains is given together with possible ways of implementing it into structural assessment.

It was proved that taking thermal strains into account when assessing fire resistance is not so important since it does not change the results significantly. However, the opposite is true in case of estimating the residual load-bearing capacity of damaged structure after fire when the assessment results can be affected to not negligible extent.

KEYWORDS

Concrete structures • Fire resistance • Residual load-bearing capacity • Thermal strains

1. ÚVOD

V současné době je k dispozici několik způsobů jak prokázat požadovanou požární odolnost železobetonové konstrukce. Platný normový předpis ČSN EN 1992-1-2 uvádí jako nejjednodušší způsob užití návrhových tabulek, ve kterých jsou při splnění určitých podmínek uvedeny minimální rozměry průřezu prvku současně s minimální osovou vzdáleností výztuže od teplotně exponovaného povrchu prvku. Tabulky byly sestaveny na základě mnoha provedených experimentů, dlouholeté zkušenosti s chováním ŽB konstrukcí při požárech a zároveň na široké shodě odborné veřejnosti. V této metodě se tak požární odolnost neprokazuje výpočtem, zároveň je metoda považována za značně konzervativní.

Dalšími možnostmi stanovení požární odolnosti jsou výpočetní metody – zjednodušené a pokročilé. Pokročilé výpočetní metody jsou v EC2-1-2 charakterizovány jako podrobné MKP výpočty, při kterých se musí zohlednit všechny nezbytné fyzikální zákonitosti. Tyto metody jsou tak nej přesnější, ale také nejsložitější, nejpracnější a nejvíce časově náročné – pro inženýrskou praxi takřka nepoužitelné. Kompromisní metodou jsou zjednodušené výpočetní metody (*metoda izotermie 500 °C a zónová metoda*). Obě metody zjednodušeným způsobem stanovují míru poškození posuzovaného průřezu, když na základě rozložení teploty po průřezu v daném čase redukují mechanické parametry betonu a výztuže. Ačkoliv se jedná o zjednodušený přístup vyjádření poškození průřezu, mnoha experimentálními i numerickými studii byla prokázána dostatečná míra přesnosti a výstižnosti (fib 46).

Těmito metodami tak lze poměrně snadno vyjádřit únosnost průřezu (resp. prvku), která se porovná s působícími silami v mimořádné kombinaci zatížení dle ČSN EN 1990, výrazu 6.11b (1). Mimořádná kombinace zatížení pro případ požáru je dle národní přílohy ČSN EN 1991-1-2 pro ČR uvažována obdobná jako při kvazi-stálé kombinaci zatížení, navíc je v ní ale uveden člen A_d reprezentující návrhovou hodnotu účinku mimořádného zatížení – v případě požáru nepřímé účinky vysokých teplot na konstrukci.

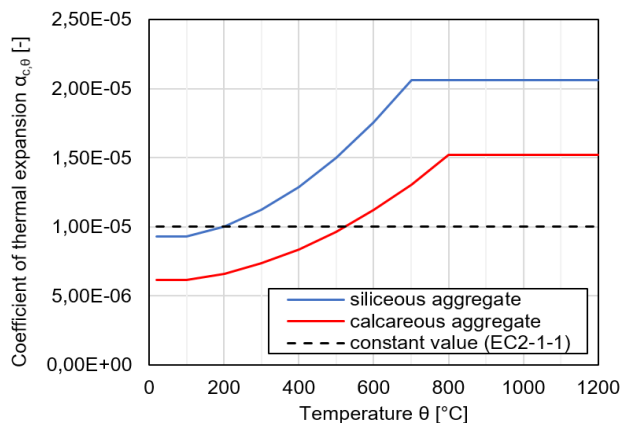
$$F_d = \sum G_{k,j} + A_d + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (1)$$

* Školitel: prof. Ing. Jaroslav Procházka, CSc.; školitel specialista: Ing. Radek Štefan, Ph.D.

Stanovení tohoto členu však není triviální a normové předpisy poskytují jen málo pokynů. Postup výpočtu přetvoření od vysokých teplot, kterým jsou během požáru konstrukce vystaveny, se od běžného postupu (pracujícího s teplotami cca do 100 °C, např. výpočet šířky dilatační spáry) v několika aspektech liší. V základní rovnici pro výpočet teplotního prodloužení, resp. zkrácení (2), vystupuje člen $\alpha_{T,c}$ – koeficient teplotní délkové roztažnosti betonu. Ten se běžně uvažuje roven hodnotě 10^{-5} K^{-1} . V ČSN EN 1992-1-2 je uveden vztah volného teplotního přetvoření betonu $\varepsilon_{th,c}$. Při vyjádření součinitele délkové roztažnosti v závislosti na volném poměrném přetvoření lze psát vztah (3). Grafické vyjádření závislosti koeficientu délkové roztažnosti na teplotě je uvedeno na Obr. 1. Z grafu je patrné, že běžně uváděná hodnota je platná jen do cca 200 °C, při vyšších teplotách koeficient a tím i délkové prodloužení betonu roste. Uvažování konstantního koeficientu je tak na straně nebezpečné.

$$\varepsilon_{th} = \frac{\Delta l}{l_0} = \alpha_{T,c}(\theta) * \Delta \theta \quad (2)$$

$$\alpha_c(\theta) = \frac{\varepsilon_{th}}{\Delta \theta} \quad (3)$$



Obrázek 1: Závislost koeficientu délkové roztažnosti na teplotě.

Skutečné teplotní deformace konstrukci jsou také přímo závislé na konkrétním statickém působení, jak bude podrobněji popsáno v kapitole 3. Obecně lze říci, že u staticky určitých konstrukcí deformacím od teploty bráněno není, ty se tak mohou volně zdeformovat a nevzniká přídavná napjatost, resp. vnitřní síly. U staticky neurčitých konstrukcí těmto deformacím do jisté míry bráněno je, v důsledku čehož vzniká přídavná napjatost a vnitřní síly. Velikost vnitřních sil však není prostým výsledkem rovnice (4), především kvůli relaxaci části tlakového napětí (v literatuře označováno jako *load-induced thermal strain – LITS*, viz např. (fib 46)) a dále postupnému poklesu modulu pružnosti betonu v důsledku poškození od teploty.

$$N_{th} = \sigma_{th} * A = EA * \varepsilon_{th} \quad (4)$$

Při nezohlednění výše zmíněných jevů tak mohou vypočtené teplotní deformace, resp. napjatosti vycházet nerealisticky velké a často velmi nadhodnocené.

2. VÝPOČET TEPLOTNÍCH PŘETVOŘENÍ

Výpočet teplotního přetvoření betonového prvku znesnadňuje skutečnost, že rozložení teploty po průřezu je z důvodu teplotní setrvačnosti betonu výrazně nerovnoměrné, zároveň průřezy bývají ohřívány nerovnoměrně (stropní deska pouze zdola, sloup může být ohříván pouze z jedné či více stran). Kromě teplotního prodloužení tak mají prvky tendenci se také zakřivovat, což je dáno teplotním gradientem, který bývá největší ze začátku požáru, když povrchové vrstvy jsou již prohřáté, ale jádro průřezu zůstává chladné.

Vhodnou metodou výpočtu teplotních přetvoření při zohlednění výše zmíněného je postup uvedený v dříve platné „přechodné“ normě ENV 1992-1-2. Dle něho se průřez (např. jednostranně ohříváné stropní desky) po výpočtu rozložení teploty v daném čase požáru rozdělí na fiktivní proužky po výšce průřezu, a postupně se vypočítá následující:

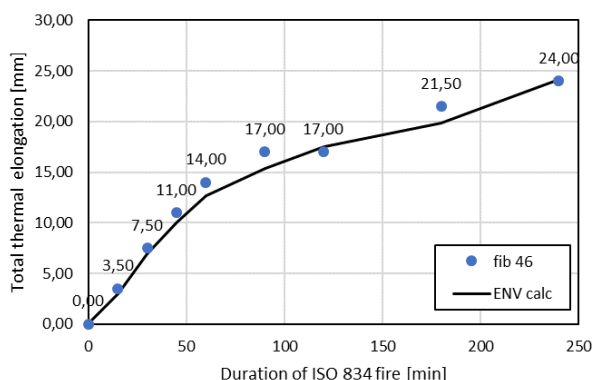
- rozdíl teplot těžiště proužku vůči výchozí teplotě,
- redukovaný modul pružnosti vzhledem k průměrné teplotě proužku,
- volné prodloužení proužku vlivem zvýšení teploty,
- tlakové napětí, resp. síla bránící volnému prodloužení proužku (zachování rovinnosti průřezu),
- celková tlaková síla jako součet dílčích sil z proužků,
- excentricita výslednice sil k těžišti průřezu, resp. momentový efekt.

Na základě spočtené výslednice tlakové síly a ohybového momentu působícího k těžišti průřezu je možné vypočítat průměrné poměrné prodloužení ε_{eff} a zakřivení $\left(\frac{1}{r}\right)_{eff}$ prvku dle (5) a (6).

$$\varepsilon_{eff} = \frac{N_{\theta}}{2A_c} \left(\frac{1}{E_{c,\theta,2}} + \frac{1}{E_{c,\theta,1}} \right) + \frac{M_{\theta}}{2I_{y,c}} \left(\frac{y_2}{E_{c,\theta,2}} + \frac{y_1}{E_{c,\theta,1}} \right) \quad (5)$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{eff} = \frac{N_{\theta}}{2A_c h} \left(\frac{1}{E_{c,\theta,2}} - \frac{1}{E_{c,\theta,1}} \right) + \frac{M_{\theta}}{2I_{y,c} h} \left(\frac{y_2}{E_{c,\theta,2}} - \frac{y_1}{E_{c,\theta,1}} \right) \quad (6)$$

V publikaci (fib 46) je popsána provedená parametrická studie zkoumající požární odolnosti konstrukčních ŽB prvků pokročilou výpočetní metodou se zohledněním také nepřímých účinků teploty. Jedním ze zkoumaných prvků je stropní panel šířky 1,25 m, výšky 250 mm a délky 6 m. Postupně se ve studii mění podmínky uložení panelu – od prostě podepřeného k oboustranně vetknutému. Při prostém podepření prvku jsou vypočteny deformace od teploty, kterým není bráněno. Osově prodloužení panelu v závislosti na době požáru (uvažována teplotní křivka ISO 834, průřez je ohříván pouze zdola) je zobrazeno na Obr. 2, kde jsou zároveň vykresleny hodnoty osově prodloužení vypočtené dle postupu popsaného výše. Z uvedeného je patrná uspokojivá shoda výsledků.



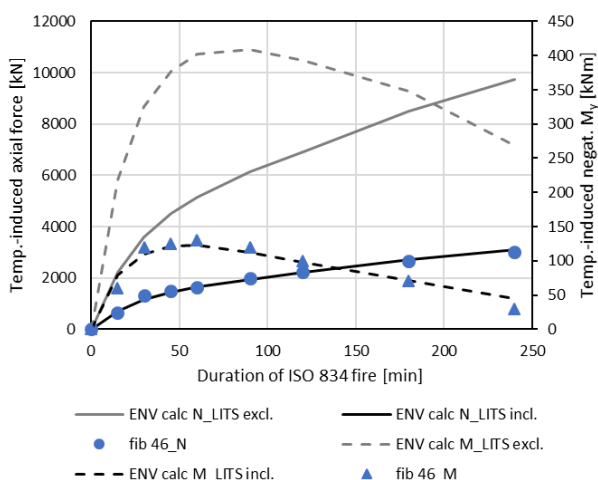
Obrázek 2: Osová prodloužení prvku od vysokých teplot dle zjednodušeného výpočtu ENV a parametrické studie fib 46.

3. VÝPOČET PŘIDAVNÝCH VNITŘNÍCH SIL

3.1. Vliv statické určitosti na teplotní deformace prvku

Pokud je posuzovaná konstrukce staticky určitá a teplotním deformacím bráněno není, ty se mohou realizovat a další přídavná napjatost nevzniká, jak již bylo zmíněno výše. Ve skutečnosti je takovýchto konstrukcí velmi málo, především z důvodu charakteru provádění a vyztužování monolitických ŽB konstrukcí. Téměř vždy je osovým posunům a pootočením v podporách nějak bráněno, alespoň třením a přitížením konstrukcí shora. To pak lze chápat jako podpory s určitou konečnou hodnotou tuhosti.

V případě konstrukce s dokonate tuhým podepřením na obou koncích (především normálová tuhost a rotační tuhost podpory), což je druhý extrém, je přetvořením od teploty bráněno dokonale, v důsledku čehož vzniká osová tlaková síla (brání osovému prodloužení) a záporný ohybový moment (brání zakřivení prvku). Pokud jsou tyto síly spočteny jednoduše podle rovnice (4) i se zohledněním poklesu modulu pružnosti betonu, jejich průběh na výše zmíněném konstrukčním prvku je v závislosti na čase požáru vykreslen v Obr. 3.



Obrázek 3: Přídavné vnitřní síly na prvku při zabráněné teplotní deformaci dle zjednodušeného výpočtu ENV a parametrické studie fib 46.

Porovnání s hodnotami z parametrické studie (fib 46) však ukazuje, že díky relaxaci LITS jsou skutečné hodnoty sil cca třetinové. Z průběhu je také patrné, že normálové síly rostou s časem požáru, přičemž rychlost nárůstu je největší cca do 60 min. Ohybový moment roste přibližně do 60 min trvání požáru, poté postupně klesá, což je dáno zmenšujícím se teplotním gradientem a prohříváním průřezu do větších hloubek.

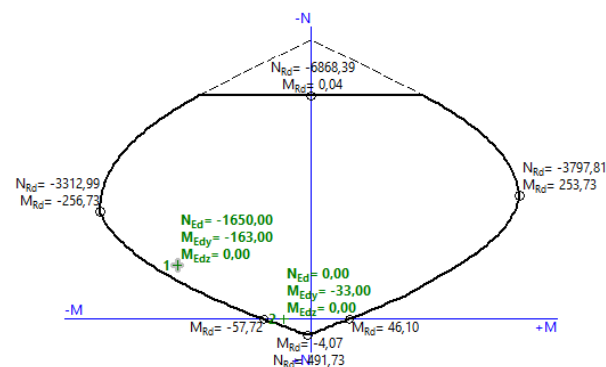
3.2. Obecný případ podepření

V reálných konstrukcích lze podmínky podepření vyjádřit konečnou hodnotou tuhosti, která lépe vyjádří skutečné podmínky podepření. V takovém případě se část deformace od teploty realizuje, zatímco její druhá část je zabráněno tuhostí podpory současně se vznikem reakce. Velikost reakce je dále ovlivněna relaxací LITS, která je obecně závislá na úrovni tlakového zatížení v prvku.

4. POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI ŽB PRVKU BĚHEM A PO POŽÁRU

4.1. Posouzení únosnosti během požáru

Pro účely demonstrace vlivu přídavných sil od zabráněných teplotních deformací je uvažován tentýž stropní panel zatížený běžným zatížením (stálé zat.: vlastní tíha + 1,5 kN/m² tíha podlahy; proměnné zatížení – 1,5 kN/m² užitné kategorie A). Je uvažováno oboustranné dokonale tuhé podepření (zabráněno všem posunům i pootočením). Vyztužení prvku ohybovou výztuží při spodním povrchu je navrženo 6x R10 v celé délce, při horním povrchu 5x R12 v blízkosti podpor. Únosnost prvku na MSÚ při mimořádné kombinaci zatížení je ověřena v čase t=60 min, kdy je ohybový moment od teplotního gradientu největší – k němu je uvažována příslušná tlaková síla tvořící tlakovou rezervu v napjatosti průřezu od zabráněného osového prodloužení dle výpočtu výše. Výpočet je proveden dle metody izotermy 500 °C v komerčním programu FINE EC – Beton požár, viz interakční diagram na Obr. 4.



Obrázek 4: Posouzení únosnosti průřezu ve vetknutí při mimořádné kombinaci zatížení MSÚ (FINE EC).

V interakčním diagramu jsou zobrazeny dva zatěžovací stavy – bez zavedení přídatných vnitřních sil a s jejich zavedením. V prvním případě vychází využití průřezu na cca 57 %, v druhém případě potom na 84 %. Během požáru má tedy zavedení přídatných sil od teploty za následek zvýšení využití průřezu, neovlivní ale celkový výsledek.

4.2. Posouzení reziduální únosnosti po požáru

Po skončení požáru je důležité kvantifikovat poškození materiálů vlivem vysokých teplot, čehož lze dosáhnout provedením diagnostiky konstrukce a vhodných materiálových zkoušek (in-situ i laboratorních), jak bylo podrobněji popsáno např. v (Müller 2019, Müller 2020). Na základě toho je možné provést výpočet reziduální únosnosti konstrukčního prvku. Podobně jako je popsáno v kap. 1 je však tuto stranu nerovnice nezbytné porovnávat se správně stanovenými vnitřními silami působícími na konstrukci.

V kapitole 4.1 byla sice prokázána vyhovující požární odolnost při 60 minutách normového požáru, zároveň je ale při působících silách v tomto čase dosahováno poměrně vysokých poměrných přetvoření výztuže, může být překročena i hodnota odpovídající mezi kluzu. Pokud se tak stane, průřez se začne natáčet a dovolovat pootočení prvku. Průřez se může takto natáčet v závislosti na rotační kapacitě průřezu, která je vyčerpána ve chvíli dosažení maximálního přetvoření jednoho z materiálů.

Pokud tedy v nadpodporovém průřezu během požáru dojde k natočení, vzniká v daném místě plastický kloub a trvale se mění statické schéma konstrukce, což ovlivňuje i průběh vnitřních sil po skončení požáru. V případě oboustranně vetknutého nosníku, u kterého jsou poškozeny nadpodporové průřezy, se posouvá křivka průběhu ohybového momentu směrem dolů, což má za následek odlehčení nadpodporových průřezů, ale také přetížení mezipodporových průřezů. Na tyto velikosti ohybových momentů však spodní výztuž velmi pravděpodobně nebyla navržena, protože by to v okamžiku návrhu znamenalo předimenzování konstrukce.

5. ZÁVĚR

Tento článek se zabýval problematikou nepřímých účinků teplot na konstrukce vystavených požáru. V úvodu článku byly shrnuty současné možnosti posuzování požární odolnosti konstrukcí a bylo upozorněno na nesnáze stanovení teplotních přetvoření.

Dále byl popsán postup výpočtu osového prodloužení prvku při požáru a jeho zakřivení dle metodiky ENV 1992-1-2. Výsledky výpočtu byly porovnány s parametrickou studií publikovanou v (fib 46) a byla konstatována uspokojivá shoda výsledků.

V kapitole 3 byly popsány důsledky, pokud je teplotním deformacím konstrukčně bráněno. Zároveň zde byly vykresleny průběhy přídatných sil od teploty v závislosti na čase a byla konstatována míra vlivu relaxace LITS. Na závěr této kapitoly byly diskutovány vlivy různých typů podepření.

V kapitole 4 byly popsány důsledky zohlednění přídatných vnitřních sil od teploty na posouzení vybraného ŽB prvku během požáru a po jeho konci. Bylo upozorněno na

riziko trvalé změny statického schématu konstrukce, což musí být zohledněno v posudku reziduální únosnosti.

PODĚKOVÁNÍ

Tento článek byl vytvořen v rámci finanční podpory Studentské grantové soutěže ČVUT, č. projektu SGS21/040/OHK1/1T/11.

Reference

- ČSN EN 1990 (2011), Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí.
- ČSN EN 1991-1-2 (2004), Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru.
- ČSN EN 1992-1-2 (2006), Navrhování konstrukcí na účinky požáru.
- ENV 1992-1-2:1995 Eurocode 2: Design of concrete structures — Part 1.2: General rules — Structural fire design, as published by the European Committee for Standardization (CEN).
- International Federation for Structural Concrete. (2008), fib Bulletin 46: Fire design of concrete structures: structural behaviour and assessment. State-of-the-art report, Lausanne.
- Müller, P. Statická analýza konstrukce po požáru. In: Proceedings of PhD Workshop, Department of Concrete and Masonry Structures 2020. Praha: CTU FCE. Department of Concrete and Masonry Structures, 2020. ISBN 978-80-01-06774-1.
- Müller, P. Vyšetřování materiálových parametrů betonových konstrukcí po požáru In: Proceedings of the 8th PhD Workshop of the Department of Concrete and Masonry Structures. Praha: CTU FCE. Department of Concrete and Masonry Structures, 2019. ISBN 978-80-01-06574-7.
- FINE EC statický software. Fine spol. s r.o.