

Doktorandská konference k 95. výročí Kloknerova ústavu



V roce 2016 vydal Kloknerův ústav ČVUT v Praze

Editorka: Michaela Kostecká

Vytiskla Česká technika – nakladatelství ČVUT, Žitná 4, 160 41 Praha 6

Vydání první. Náklad 130 výtisků.

ISBN: 978-80-01-06006-3

Odborné příspěvky ve sborníku jsou převzaty z autorských originálů a nebyly odborně ani jazykově upravovány. Kvalita obrázků, grafů a schémat je závislá na kvalitě dodaných podkladů.

Za původnost a správnost příspěvků odpovídají autoři.

OBSAH

Úvodní slovo ředitele.....	5
Experimentální výzkum a zkoušení prvků TRC.....	8
<i>Tomáš Bittner, Petr Tej, Šárka Nenadálová</i>	
Zkoušení vybraných materiálových vlastností prvků z UHPC	14
<i>David Čítek, Jiří Kolísko, Milan Rydval, Jan L. Vítek</i>	
Smykové zkoušky zdiva z plných skleněných cihel.....	23
<i>Jiří Fíla, Martina Eliášová, Zdeněk Sokol</i>	
Experimentální ověřování skutečného působení komponent i celého systému statického zajištění pomocí nerezových helikálních výztuží.	31
<i>Ondřej Karel</i>	
Soumostí Libeňský most – zatěžovací zkoušky a numerické modelování	36
<i>Petr Kněž, Petr Tej</i>	
Relativní vlhkost a tepelné ztráty v ostění dvojitých oken	46
<i>Lucie Kudrnáčová</i>	
Vliv rychlosti zatěžování na porušení betonu: numerická studie využívající diskrétní model	56
<i>Josef Květoň, Jan Eliáš</i>	
Karbonatace průmyslových komínů a optimalizace oprav	66
<i>Jan Mlčoch, Miroslav Sýkora</i>	
Difuze povrchových úprav	72
<i>Šárka Nenadálová, Milan Rydval, Tomáš Bittner</i>	
Štíhlé vzpínadlové trubkové sloupy.....	81
<i>Radek Píchal, Josef Macháček</i>	
Vyhodnocení lomových testů těles z betonů s rozptýlenou výztuží s kvantifikací vlivu drátků	92
<i>Iva Rozsypalová, Tomáš Majda, Hana Šimonová, Zbyněk Keršner, Luboš Pazdera</i>	
Lehké betony za vysoké teploty	99
<i>Milan Rydval, Jiří Kolísko, Tomáš Bittner, David Čítek</i>	
Kontrola provedené rekonstrukce a kvality betonu nosné konstrukce mostu ev. č. 121-006, most přes Otavu u Zvíkova.....	106
<i>Stanislav Řeháček, David Čítek, Jiří Kolísko</i>	

ÚVODNÍ SLOVO ŘEDITELE

Vážení přátelé,

sborník, který držíte v ruce, zachycuje přednášky z konference určené pro studenty doktorského studia a odbornou veřejnost, která byla připravována a věnována 95. výročí založení Kloknerova ústavu. Konference se konala 22. 9. 2016 v Ballingově sálu Národní technické knihovny v Praze. V dopoledním bloku byla prezentována spolupráce Kloknerova ústavu s akademickými pracovišti a průmyslem, na kterou navázaly prezentace aktivit jednotlivých oddělení Kloknerova ústavu. Odpolední blok byl zaměřen na prezentaci příspěvků studentů doktorského studia. Hlavními tématy konference byly: spolehlivost a hodnocení rizik konstrukcí, analýza konstrukcí, experimentální ověřování a monitorování a diagnostika konstrukcí. Konference byla akreditována v programu celoživotního vzdělávání ČKAIT a byla hodnocena jedním bodem.

Tisk tohoto sborníku je hrazen grantem ČVUT v Praze (SVK 59/16/F1).

Děkuji všem, kteří na konferenci vystoupili a do sborníku přispěli svými texty. Doufám, že tento sborník bude užitečný pro Vaši práci. Rád bych ještě několik řádků věnoval Kloknerovu ústavu, v jehož čele stojím již šestým rokem.

Kloknerův ústav vstoupil do historie jako první výzkumný ústav v rámci ČVUT v Praze a zařadil se mezi čtyři nejstarší samostatná vědecká pracoviště tohoto typu v Evropě. Byl založen v roce 1921 pod názvem Výzkumný a zkušební ústav hmot a konstrukcí stavebních. Iniciátorem, zakladatelem a prvním přednostou byl profesor ČVUT v Praze František Klokner, jehož jméno ústav v současnosti nese. František Klokner si byl dobře vědom, že rozvoj v hospodárném použití staviv a stavebních konstrukcí není možný bez jejich soustavného výzkumu a zkoušení (jakož i kontroly). A právě to jej, tehdy čtyřicetiletého mimořádného profesora, vedlo v r. 1912 k vypracování návrhu na založení ústavu při České technice v Praze, který by se zabýval výzkumem a zkoušením stavebních hmot a konstrukcí. Tento návrh předložil profesorskému sboru Vysoké školy technické pro bývalé Ministerstvo kultury a vyučování ve Vídni. Návrh byl vřele podporován hlavně prof. Velflíkem a prof. Šolínem, následně schválen a postoupen do Vídně. Neochota rakousko-uherských úřadů a světová válka 1914–1918 realizaci tohoto návrhu odsunula až do nové Československé republiky.

V roce 1919 byl obnovený návrh na založení výzkumného ústavu podán na Ministerstvo školství a národní osvěty a na základě zdůvodnění, že takový ústav je pro rozvoj československého stavebnictví i školství nezbytně nutný, byl schválen.

Horší byla otázka vhodných prostor pro nový výzkumný ústav. Stará budova techniky na Karlově náměstí nevyhovovala ani požadavkům běžného školního provozu, natož pak prostorově náročným potřebám výzkumného ústavu. Situace byla vyřešena stavbou dřevěného pavilónu o půdorysu 41 x 12 m z tábora válečných uprchlíků v Chocni, který věnovalo Ministerstvo národní obrany a jenž byl postaven na dvoře hlavní budovy České techniky. V létě roku 1921 zde bylo instalováno první zkušební

zařízení a v září 1921 zahájil svou činnost Výzkumný ústav hmot a konstrukcí stavebních. O skromné přístřeší dřevěného pavilonu se však musel dělit s Ústavem mechanické technologie a s Výzkumnou a zkušební stanicí k mechanickému zkoušení kovů i konstrukčních součástí, takže se od počátku pracovalo ve stísněných prostorách. Rychlý a netušený rozvoj ústavu však brzy ukázal nedostatečnost dřevěného pavilónu. Ústavu byly přiděleny další prostory, a to sklepní a přízemní místnosti hlavní budovy techniky, kde byly umístěny cementářská, betonářská a kamenická laboratoř, později též chemická, mechanická a truhlářská dílna. Přes nákladné radikální zákroky a opravy, jež se prováděly dokonce dvakrát, se dřevěný pavilón v roce 1933 téměř zřítíl, poněvadž konstrukce byla napadena dřevomorkou. Protože pro stroje nebylo jiné místo, byl velký sál se zkušebními stroji provizorně zabezpečen, zatímco ostatní pracovní zázemí bylo přestěhováno do okolních budov techniky. V té době se již stavěla nová budova Českého vysokého učení technického v Dejvicích.

Výzkumný a zkušební ústav předložil již v roce 1926 návrh na samostatnou budovu, která by svým volným okolím a otevřenými dvory poskytovala možnost dalšího rozvoje přizpůsobeného rostoucím, velmi různorodým požadavkům na výzkum a vývoj stavebních hmot a konstrukcí. Návrh, jehož správnost potvrdil rozvoj stavebního výzkumu v následujících 20 letech, však nebyl přijat s námitkou, že nové prostory pro výzkumný ústav jsou zajištěny v nové budově techniky.

Z tohoto rozhodnutí vyplynula spolupráce ústavu s projektantem nové budovy, a to jak v celkovém rozvržení přidělených prostor, tak i v detailně propracovaném umístění zkušebních strojů a pracoven. Tím se podařilo vybudovat na svoji dobu jeden z největších výzkumných ústavů v Evropě.

Výzkumný a zkušební ústav hmot a konstrukcí stavebních měl jako součást ČVUT čtyři hlavní úkoly: vzdělávací, výchovný, vědecký a zkušební. Zaměření ústavu bylo určeno jeho jednacím řádem: výzkum a zkoušení ve všech oborech mechanicko-technického výzkumu stavebních konstrukcí nebo jejich součástí, stavebních výrobků a staviv.

Organizační forma ústavu se vyvíjela s postupujícími zkušenostmi, vybavením ústavu, počtem zaměstnanců a rozsahem prováděných prací. Rozsah práce, stejně jako počet zaměstnanců se postupně zvyšoval a prohluboval se v důsledku vzrůstajících požadavků výzkumu, výuky i praxe.

Mechanické zkušebny ústavu jsou vybaveny řadou unikátních zkušebních zařízení propojitelných s kontrolními a měřicími elektronickými systémy pro řešení vědecko-výzkumných i expertních zakázek.

Důležitý je podíl Kloknerova ústavu na rozvoji mezinárodní spolupráce ve výzkumu i standardizaci. Ústav je řídicím pracovištěm pro účast České republiky v řadě mezinárodních institucí a v dalších aktivně působí (CIN, RILEM, JCSS, *fib*, CIB, WTA).

Mezi významné aktivity ústavu je možno řadit expertní činnost, a to jak pro subjekty v České republice, tak i pro zahraniční zákazníky. V rámci této činnosti provedou pracovníci Kloknerova ústavu více než 500 odborných posudků a expertiz ročně. K významným akcím patří např. mechanické zkoušky keramických, skleněných a plastových izolátorů (pro firmy NGK Japonsko, IAC Malajsie, PCI Rakousko, SEFAG Švýcarsko, CERAM Rakousko, Francie a Slovensko), zkoušky prvků a celých výseků

speciální ozdobné mříže pro objekt Louis Vuitton v Paříži (fa Sipral), kontrolní zkoušky trvanlivosti betonu a mechanické zkoušky vyřezaných prvků z betonových panelů Spirol (pro firmu Goldbeck Prefabeton), spolupráce s R&D LafargeHolcim na vývojových pracích v rámci materiálového inženýrství v oblasti UHPC.

Škála činnosti zahrnuje také pasportizace objektů zasažených novou výstavbou trasy metra, měření vibrací základu turbogenerátoru TG1 v teplárně v Kralupech nad Vltavou, absorbérů odsíření v elektrárně Dětmarovice, základů komínu v teplárně Vřesová, v areálu nemocnice Motol v Praze, stavebně-technické průzkumy v objektu českého zastupitelského úřadu v USA a Japonsku, diagnostiky ocelových konstrukcí a betonových chladících věží, komínů a průmyslových konstrukcí v provozovnách ČEZ, vyhnívacích nádrží ČOV v Praze-Troji, stanic metra (Florenc, Vltavská a řada dalších), diagnostiky památkově chráněných konstrukcí jako např. Letohrádku královny Anny na Pražském hradě, Plečnikovy lávky tamtéž nebo kostela Nejsvětějšího Srdce Páně (Vinohrady, Praha) opět od architekta Josifa Plečnika. Vysoký podíl zakázek představují statické i dynamické zatěžovací zkoušky silničních a železničních mostů (pro Metrostav a.s., Eurovia a.s., SMP Construction a.s., Skanska a.s., Bögl a Krýsl k. s. a další).

Kloknerův ústav bytostně srostl se stavebnictvím a chce mu i nadále být všestranně k užítku. V rámci ČVUT v Praze chce předávat své zkušenosti a vědecké výsledky mladým generacím stavebních inženýrů, a tím zajistit přenos znalostí do praxe. Vychovává doktorandy ve dvou oborech: nauka o nekovových materiálech a stavebních hmotách a teorie konstrukcí.

Jiří Kolísko
ředitel Kloknerova ústavu

EXPERIMENTÁLNÍ VÝZKUM A ZKOUŠENÍ PRVKŮ TRC

EXPERIMENTAL TESTS AND RESEARCH ELEMENTS OF TRC

Tomáš Bittner, Petr Tej, Šárka Nenadálová

Kloknerův ústav, ČVUT v Praze

Abstrakt

Príspevek je zaměřen na výzkum ultra tenkých desek vyrobených z bílého UHPC, které jsou vyztuženy PVA vlákny a 2D textilní skleněnou výztuží. Tyto desky mají být využity jako fasádní nebo střešní panely. V článku je představen průběh experimentálního zkoušení těchto desek a jeho soulad s počítačovou analýzou provedenou v softwaru ATENA. Počítačový model UHPC desek byl vytvořen v 3D prostředí programu Gid 2011 a následně převeden a zatěžován v programu ATENA. Článek zachycuje a hodnotí soulad mezi provedeným experimentem a počítačovou simulací.

Klíčová slova

Tenké desky, UHPC, textilní skleněná výztuž, PVA vlákna

1 Experimentální část

V rámci experimentální části článku je popsán průběh zkoušek vzorků tenkých desek vyrobených z bílého UHPC (Ultra High Performance Concrete) zkušebním systémem TIRA Test. Tyto desky byly vyrobeny vyřezáním z větších částí experimentálních fasádních panelů. Poměr vzorků k původní velikosti je cca 1:2. Desky mají sloužit například jako stropní, či již jako zmiňované fasádní panely. Celkem byly odzkoušeny 3 vzorky v podobě desek o rozměru 750 x 125 x 15 mm (původní velikost panelů je 1500 x 250 x 15 mm). Při výrobě těchto vzorků byla použita bílá UHPC matrice, rozptýlených PVA vláken (polyvinylalkohol) délky 20 mm a 2D textilní skleněné výztuže s oky 20 x 20 mm (viz Obr. 1). Tato výztuž byla uložena těsně u taženého okraje, tj. na straně krajních (dolních) vláken průřezu.



Obr. 1 PVA vlákna / 2D skleněná textilní výztuž

Receptura použité UHPC matrice je následující (na 1 m³ směsi):

- cement CEM I 52,5 N bílý 650 kg,
- vápenec + TiO₂ 132 kg,
- písek + mletý křemen, maximální frakce 1,6 mm 1264 kg,
- voda 164 kg,
- superplastifikační přísada 37,6 kg.

V rámci experimentu byla též vyrobena doprovodná zkušební tělesa (krychle 150 x 150 x 150 mm, válce 150 x 300 mm a trámečky 40 x 40 x 160 mm) a to pro stanovení materiálových vlastností UHPC matrice, jako jsou objemová hmotnost, pevnost v tlaku, statický modul pružnosti, pevnost v tahu za ohybu. Průměrná naměřené hodnoty po 28 dnech jsou:

- objemová hmotnost 2370 kg/m³,
- krychelná pevnost 97,8 MPa,
- válcová pevnost 89,6 MPa,
- statický modul pružnosti 35,8 MPa
- pevnost v tahu za ohybu 21,6 MPa.

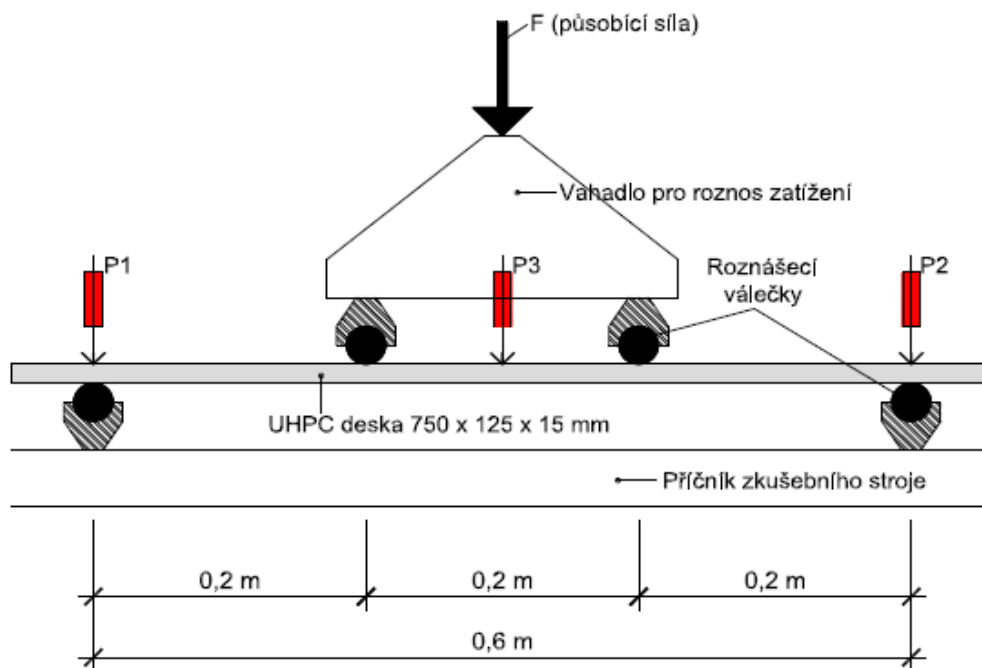
Místo tradiční betonářské vyztužení bylo použito 2D textilní skleněné výztuže, která je opatřena ochranou pro-ti alkalickému prostředí (tzv. AR-Glass). Parametry použité výztuže dle dodaného technického listu nebyly dostačující pro potřebu následujícího modelování experimentu, a proto bylo nutné realizovat několik doprovodných zkoušek, ze kterých se stanovila pevnost výztuže při trhací zkoušce a modul pružnosti textilní skleněné výztuže. Hodnota meze tahové pevnosti textilní skleněné výztuže dosáhla přibližně 2200 MPa. Modul pružnosti byl stanoven jako cca 76 GPa pro tzv. osnovní směr, tj. směr myšlené hlavní nosné výztuže. Tyto veličiny tak doplnily veličiny

udávané výrobcem, kterými jsou velikost ok výztuže 20 x 20 mm a jemnost výztuže, která je udávána jako 2400 TEX [g/km].

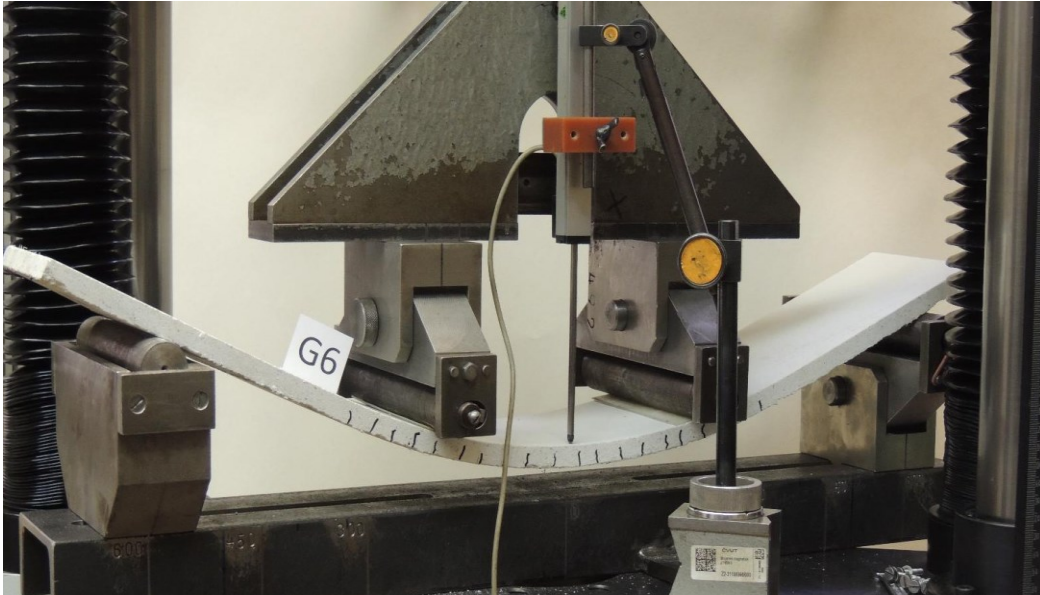
Uspořádání samotné zkoušky odpovídá čtyřbodovému ohybu (viz Obr. 2). Průběh zkoušky byl kontinuálně zaznamenáván pomocí automatické měřicí ústředny, kde byla především registrována změna působící síly F v čase t , průběh deformací v podporách (P1 a P2) a průhyb ve středu rozpětí (P3). V průběhu zkoušky byl rovněž zaznamenán postupný rozvoj trhlin. Rychlost zatěžování odpovídala hodnotě 0,01 mm/s do vzniku první trhliny a následně po vzniku první trhliny až do porušení byla rychlost zvýšena na 0,08 mm/s. Síly, při kterých došlo k porušení vzorků, jsou shrnuty v tabulce (viz. Tab. 1).

Tab. 1 Tabulka se záznamem výsledků

OZN.	délka [mm]	tlušťka [mm]	šířka [mm]	hmotnost [g]	objemová hmotnost [kg/m ³]	maximální síla [kN]
4_PVA+2D	750,5	13,8	124,6	2985,5	2322,0	1,724
5_PVA+2D	751,0	13,7	124,2	2965,0	2318,7	1,773
6_PVA+2D	752,0	13,8	124,3	2972,5	2308,0	1,713
Průměrná objemová hmotnost [kg/m ³]						2316,2
Průměrná dosažená síla při porušení [kN]						1,737



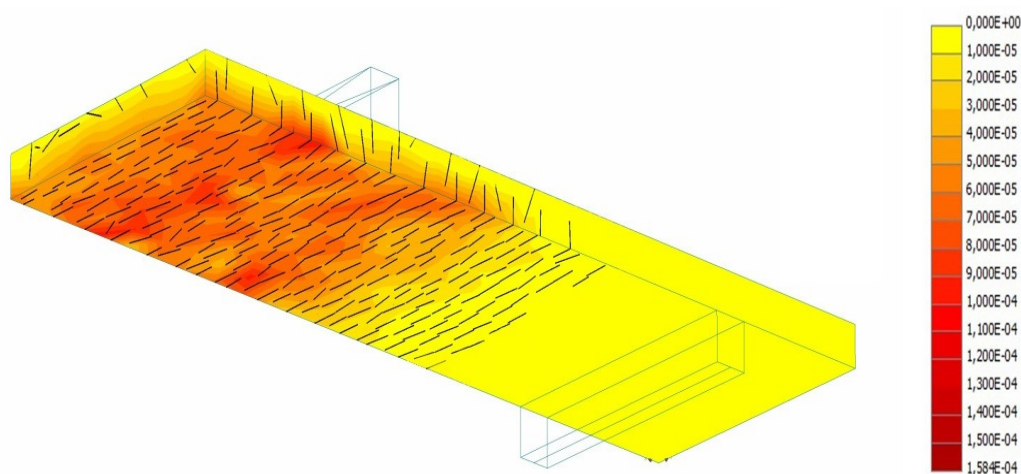
Obr. 2 Schéma uspořádání zkoušky čtyřbodovým ohybem



Obr. 3 Experiment - působící síla 1713 N, průhyb ve středu rozpětí 72,25 mm

2 Počítačová analýza

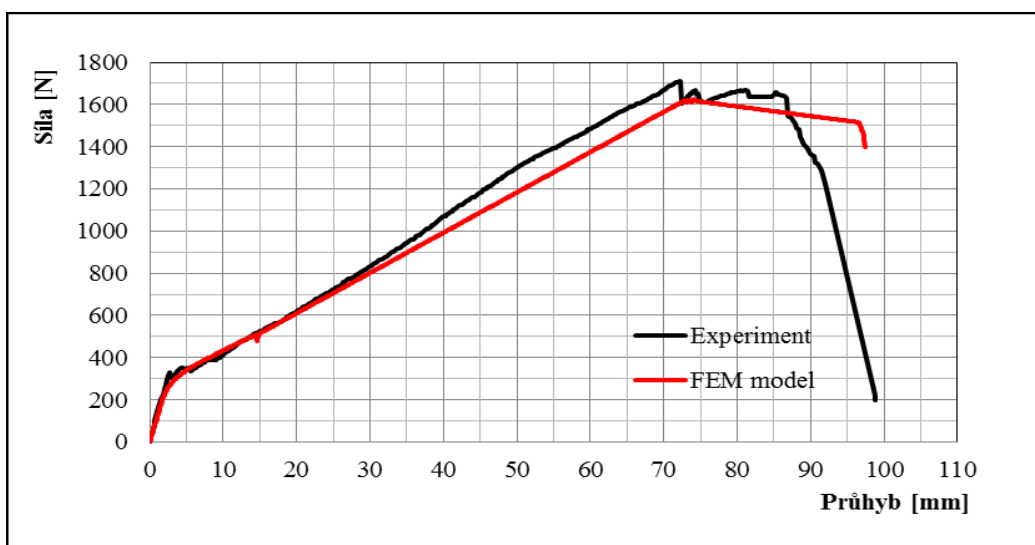
Počítačový model pro numerickou analýzu byl vytvořen v prostředí softwaru Gid 11. Následně byl tento zhotovený model převeden do programu ATENA od firmy Červenka Consulting. Software ATENA se více hodí pro výpočty nelineární metodou a lze v něm modelovat i vznik a rozvoj trhlin na zkoušených prvcích. Vzorek byl vymodelován jako jeden dílčí element, který se skládá z výztuže a UHPC matrice o zadaných parametrech, které byly převzaty z materiálových zkoušek. Z důvodu ulehčení výpočtů byl vzorek modelován jako symetrická struktura, tj. pouze polovina zkušebního tělesa. Výztuž byla do modelu vkládána pomocí přímých prutů s přiřazeným profilem 1,5 mm a s roztečí jednotlivých ok sítě 20 mm (tj. dle skutečných naměřených parametrů). Stejně jako byly vloženy do modelu parametry matrice, byly také vloženy parametry textilní výztuže, především však modul pružnosti $E = 76 \text{ GPa}$ a pevnost v tahu 2200 MPa. Na modelu desky je zabráněno otáčení kolem vodorovné osy (osa kolmo na rozpětí) a také horizontálnímu posunutí. Na modelovanou desku byly přidány ocelové roznášecí prvky (válečky) a to v podporách a také z vrchu prvku, kde slouží k přenosu zatížení na modelovanou konstrukci. Samotné zatížení je realizováno pomocí posunu vždy o 0,1 mm. V rámci výpočtu je sledována především dosažená síla a posunutí (průhyb) ve středu rozpětí prvku. Zároveň s tímto je také sledován povrch betonu z důvodu vzniku a rozvoje trhlin. Izoplochy trhlin šířky 0,15 mm jsou zobrazeny na přiloženém obrázku (viz Obr. 4). Vzorek byl modelován jako hexagonální prvky o velikosti 0,016 m.



Obr. 4 Počítačový model – trhliny šířky 0,15 mm - působící síla 520 N, průhyb ve středu rozpětí 15,23 mm

3 Závěr

Tenké desky, vyrobené z bílého UHPC a vyztužené PVA vlákny s 2D textilní skleněnou výztuží, se při realizaci zkoušky čtyřbodovým ohybem porušovaly při síle cca 1740 N. Průhyb desky 6 dosáhl hodnoty 72,25 mm (viz Obr. 3), a u zbylých desek byl obdobný. Síla potřebná k porušení byla 1713 N. Numerická analýza desky 6, prokázala velmi obdobnou sílu potřebnou k porušení, tj. konkrétně hodnotu 1610 N a mezní průhyb 72,30 mm. Závěrečný diagram (viz Obr. 5) ukazuje srovnání mezi numerickou analýzou problému a průběhem experimentu. Průběh obou křivek je velmi podobný, proto lze konstatovat velmi dobrou shodu mezi provedenou počítačovou simulací a realizovaným experimentem.



Obr. 5 Graf závislosti průhybu na zatížení

Poděkování

Tento příspěvek vznikl v Kloknerově ústavu ČVUT v Praze, za podpory výzkumného projektu SGS14/171/OHK1/2T/31. Vzorky desek byly vyrobeny za pomoci pracovníků společností Skanska a.s.

Literatura

- 1 BRAMESHUBER, W. (2006). Textile Reinforced Concrete, RILEM Report 36. State-of-the-Art Report of RILEM.
- 2 HENRIK FUNKE, SANDRA GELBRICH & LOTHAR KROLL, New Hybrid Material of Textile Reinforced Concrete and Glass Fibre Reinforced Plastic.
- 3 J. ČERVENKA, R. PUKL, V. ČERVENKA, Design of Sustainable Reinforced Concrete Structures Assisted by Numerical Simulations, 3rd Int. Conf. on Sustainable Materials and Technologies, SCMT 3, Kyoto, 18-21.8.2013, paper 332.
- 4 V. ČERVENKA, J. ČERVENKA and R. PUKL, ATENA – A tool for engineering analysis of fracture in concrete, Sadhana 27 (4) (2002) 485-492.
- 5 RYDVAL, MILAN, KOLÍSKO, JIŘÍ, VOKÁČ, MIROSLAV, HUŇKA, PETR. An assessment of the steel fibre dis-tribution to load bearing capacity of lost shuttering slabs made from UHPFRC. Marseille, Francie: RILEM Proceedings PRO 87. 2013. ISBN 978-2-35158-130-8.

Ing. Tomáš Bittner

Kloknerův ústav, ČVUT v Praze,
Šolínova 7, 166 08 Praha 6
244 353 522
tomas.bittner@cvut.cz
www.klok.cvut.cz

Ing. Šárka Nenadálová

Kloknerův ústav, ČVUT v Praze,
Šolínova 7, 166 08 Praha 6
244 353 522
sarka.nenadalova@cvut.cz
www.klok.cvut.cz

Ing. Petr Tej, Ph.D.

Kloknerův ústav, ČVUT v Praze,
Šolínova 7, 166 08 Praha 6
244 353 522
petr.tej@cvut.cz
www.klok.cvut.cz

ZKOUŠENÍ VYBRANÝCH MATERIÁLOVÝCH VLASTNOSTÍ PRVKŮ Z UHPC

EXPERIMENTAL TESTING OF MATERIAL PROPERTIES OF UHPC ELEMENTS

David Čítek¹, Jiří Kolísko¹, Milan Rydval¹,
Jan L. Vítek²

¹ Kloknerův ústav, ČVUT v Praze

² Metrostav a.s.

Abstrakt

Beton velmi vysokých pevností (Ultra High Performance Concrete – UHPC) se začíná stále více používat. Jeho vynikající vlastnosti jsou obecně známy (pevnost betonu v tlaku > 150MPa, v tahu >20MPa). Při navrhování současných staveb či prvků z UHPC muselo být k návrhu přistupováno individuálně, neboť pro nedostatek zkušeností není projektování standardizováno jako tomu je u konstrukcí z běžných materiálů. Je známo, že např. soudržnost s výztuží je lepší než u běžného betonu, avšak je nutné tuto vlastnost kvantifikovat. Byl proto proveden experimentální výzkum s cílem ověřit, jakou únosnost v soudržnosti lze dosáhnout, pokud použijeme UHPC. Výsledkem experimentu je praktické využití lepší soudržnosti v detailu spoje prefabrikovaných dílců.

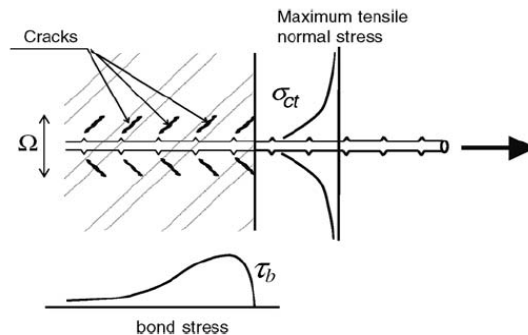
Klíčová slova

Velmi vysokohodnotný beton, soudržnost výztuže, experimentální zkoušky

1 Soudržnost betonu a výztuže

Soudržnost mezi betonem a výztuží je jedním ze základních parametrů u železobetonových konstrukcí, neboť ovlivňuje zejména kotevní délku výztuže a tím i samotný návrh konstrukce. Kotevní délka musí být stanovena tak, aby tahová síla ve výztuži byla prostřednictvím soudržnosti spolehlivě přenesena do okolního betonu. Z principu porušení betonu v okolí namáhané betonářské výztuže je zřejmé, že je hodnota soudržnosti zejména závislá na pevnosti betonu v tahu (Obr. 1). Tahová síla z výztuže je do betonu přenášena smykovým napětím nerovnoměrně rozděleným podél kontaktu mezi výztuží a betonem. Průběh tohoto napětí je vidět na obr. 1. Jeho hodnota

rychle narůstá směrem od povrchu betonu z nulové hodnoty, až do svého maxima a dále pak po délce prutu klesá.



Obr. 1 Nerovnoměrný průběh smykového napětí

Pro účely zhodnocení a srovnání soudržnosti při experimentech bylo přijato normou popsané zjednodušení, kdy se nerovnoměrný průběh smykového napětí na kontaktu výztuže a betonu nahrazuje průměrným smykovým napětím, které působí po délce a (kotevní délce ocelového prutu). Průměrné smykové napětí je dáno poměrem tahové síly ve výztuži P_m a kontaktní plochy, tj. součinu kotevní délky a a obvodu prutu o :

$$\tau_m = \frac{P_m}{a \cdot o} \text{ [MPa]} \quad (1)$$

kde:

P_m ...tahová síla [kN],
 a ...kotevní délka [m].
 o ...obvod výztuže [m].

2 Metody stanovení soudržnosti výztuže

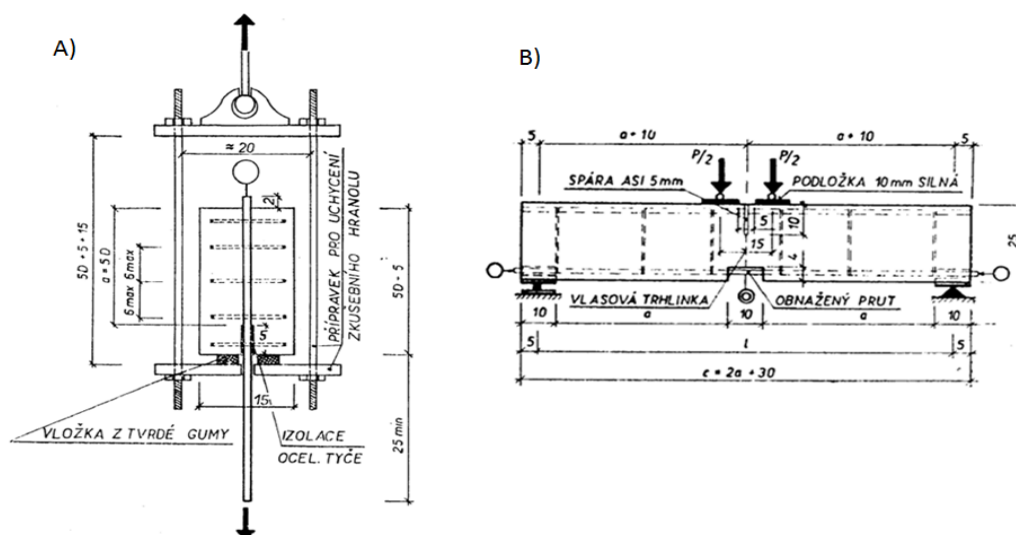
Stanovením hodnot smykových napětí v soudržnosti mezi betonem a ocelí se zabývá několik norem a předpisů. Liší se především podstatou samotných zkoušek a tvary zkušebních těles. Velká pozornost musí být věnována správné interpretaci výsledků u jednotlivých zkoušek. Zde jsou uvedeny stručné charakteristiky těchto norem a předpisů:

- ČSN 73 1328 Stanovení soudržnosti oceli s betonem,
- RILEM RC5 Bond Test for Reinforcing Steel. 1. Beam test,
- RILEM RC6 Bond Test for Reinforcing Steel. 2. Pull out test.

První zmíněnou normou je ČSN 73 1328. Její první část předepisuje pro stanovení soudržnosti použití těles ve tvaru hranolu čtvercového průřezu o straně 150 mm a výšky $5D + 50$ mm s osově zabetonovaným prutem (D – průměr ocelového prutu). Výztuž je s betonem soudržná v délce $5D$ - do výšky 50 mm od základny hranolu je výztuž izolována plastovou trubičkou tak, aby beton k oceli nepřilnul (viz Obr. 2). Zkušební těleso je ve stáří 28 dnů umístěno do zkušebního přípravku, ve kterém je zabetonovaná výztuž za její delší konec vytahována čelistmi zkušebního stroje. Při vytahování výztuže je měřena tahová síla a pokluz horního nezátíženého konce výztuže. Mez soudržnosti

betonu a ocelové výztuže je ve smyslu této normy dána velikostí tahové síly dosažené při posunu horního konce ocelového prutu o 0,001 až 0,002 mm. Hodnota soudržnosti je dána hodnotou průměrného smykového napětí určeného podle vztahu (1).

Druhá část této normy popisuje zkoušku na trámcích, respektive stanovení soudržnosti vodorovně zabetonované výztuže pomocí zkoušky v čtyřbodovém ohybu. Norma předepisuje použití trámců o příčném rozměru 150 x 250 mm a délky stanovené podle potřebné kotevní délky prutu a . Výztuž je od betonu separována v místech podpor, kde by mohlo docházet k jejímu stlačení a uprostřed tak, aby zde bylo možné měřit její deformaci (Obr. 2B). Při zkoušce je měřen průhyb uprostřed rozpětí, deformace spodního prutu v jeho obnažené části, posun vyčnívajících konců spodního prutu a síla při výraznějším posunu výztuže (zpravidla 0,002 mm).

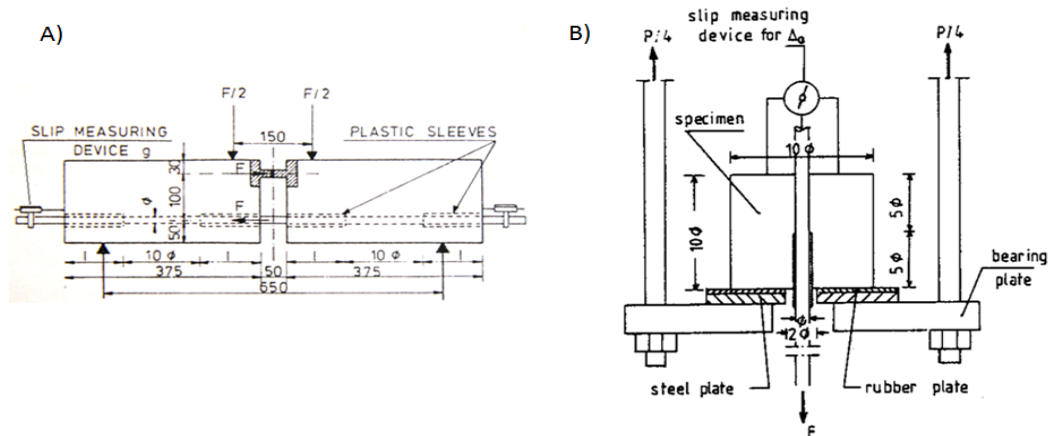


Obr. 2 Schéma pull-out testu (A) a schéma zkušebního trámce (B) dle ČSN 73 1328

Předpis RILEM RC5 předepisuje stanovení smykového napětí mezi betonem a ocelovou výztuží na trámcích postupem obdobným jako druhá část ČSN 73 1328 – čtyřbodovým ohybem trámce. Oproti české normě tento předpis uvádí dva druhy zkušebních trámců (typ A, B) respektive jejich rozměrů v závislosti na použitém průměru zkoušené výztuže. V detailu se jedná o dva samostatné betonové prvky vyztužené běžnou výztuží, které jsou uprostřed spojeny pouze ocelovým kloubem umístěným u horního okraje. Zkoušená probíhající výztuž se nachází u spodního okraje a je v každé polovině trámce soudržná s betonem v délce $10 \times$ průměr výztuže. Nad podporami a uprostřed celého trámce je výztuž separována plastovými kanálky. Zatížení silou F je rozloženo do dvou bodů ve středu rozpětí vzdálených od sebe 150 mm (typ A) nebo 200 mm (typ B). Během zkoušky je měřen posun obou konců výztuže na krajích trámce (Obr. 3).

Další kapitolou předpisu RILEM – konkrétně kapitoly RC6 je stanovení smykového napětí v soudržnosti vytahováním ocelového prutu z krychle o hraně minimálně 200 mm. Obdobný postup popisuje již v úvodu zmíněná ČSN 73 1328. V závislosti na průměru zkoušené výztuže jsou jako v předchozím případě modifikovány rozměry

zkušební tělesa (mimo jiné rozhodující faktor - kotevní délka dané výztuže). Základní schéma zkušební přípravky se zkušebním vzorkem je zobrazeno na obr. 3.

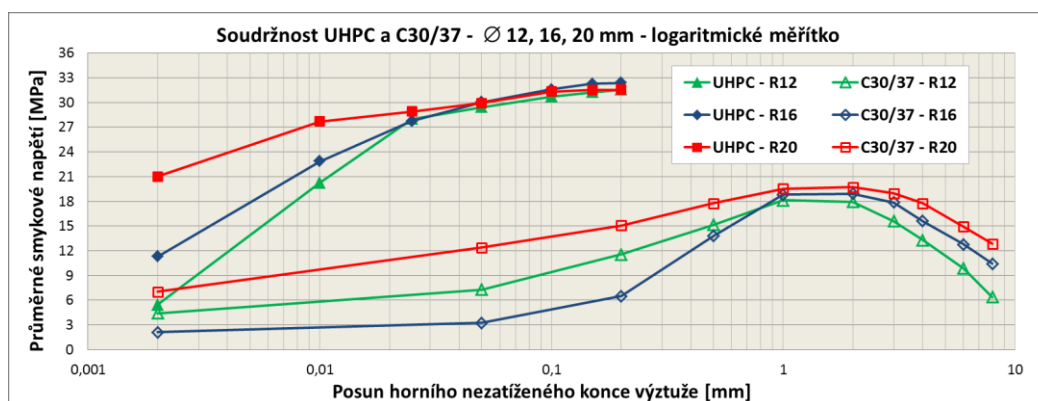


Obr. 3 Schéma zkušební trámce (A) dle RILEM RC5 a schéma pull-out testu (B) dle RILEM RC6

Betonářská výztuž prochází středem krychle, ve které je instalován plastový kanálek tak, aby byla kotevní délka výztuže právě 5x průměr výztuže. Zkušební zařízení při zkoušce vytahuje výztuž za její delší konec silou F z krychle umístěné ve zkušebním přípravku na ocelové destičce a gumové podložce, která umožňuje vyrovnání nerovností mezi ocelí a povrchem betonu. Během zkoušky je obdobně jako u ČSN 73 1328 měřena tahová síla a posun horního nezátíženého konce výztuže pomocí potenciometrického snímače posunu.

3 Stanovení soudržnosti betonářské výztuže a UHPC

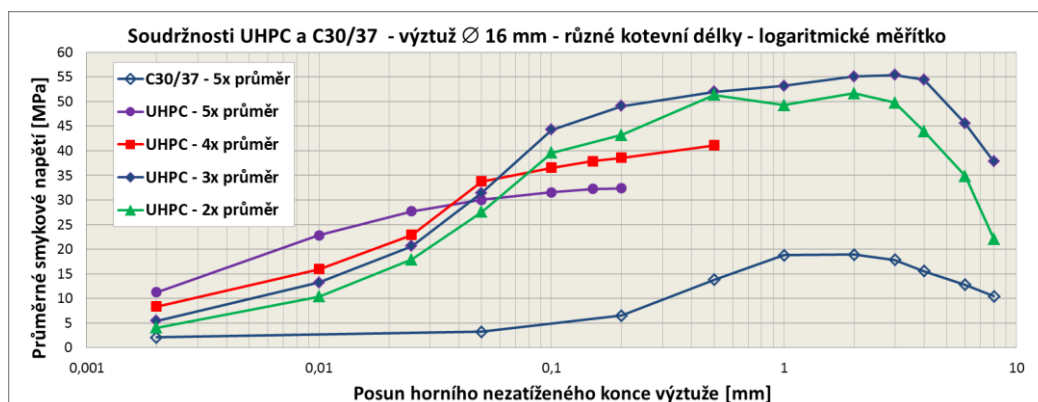
V první části experimentu byla zkoumána soudržnost UHPC a betonářské výztuže různých průměrů, konkrétně výztuže průměru 12 mm, 16 mm a 20 mm. Pro účel stanovení smykového napětí v soudržnosti byl vybrán pull-out test respektující předpis RILEM RC6 a ČSN 73 1328 - kotevní délka výztuže byla v úvodních experimentech rovna 5x průměr zkoušené výztuže. Motivací experimentu bylo zároveň postihnout rozdíl mezi smykovým napětím v soudržnosti UHPC a běžného betonu při zachování stejného uspořádání zkoušky. V rámci experimentu byly vyrobeny a odzkoušeny vzorky (krychle o hraně 200mm s osově zabetonovanou výztuží) z UHPC s různým průměrem betonářské výztuže a následně byly provedeny stejné zkoušky na vzorcích z betonu třídy C30/37. Výsledky závislosti průměrného smykového napětí na posunu horního nezátíženého konce výztuže jsou prezentovány v přehledném grafu 1.



Graf 1 Srovnání průměrného smykového napětí – UHPC a beton C30/37 (kotevní délka 5x průměr)

Zásadní rozdíl mezi UHPC a betonem C30/37 by zejména v charakteru porušení vzorku. U vzorků z UHPC došlo u všech průměrů výztuže k porušení ve výztuži dosažením meze pevnosti oceli (přetržení). Oproti tomu u vzorků z betonu třídy C30/37 byla výztuž postupně vytažena. Nebylo tak možné stanovit maximální hodnotu průměrného smykového napětí výztuže a UHPC neboť kotevní délka rovná 5x průměr dané výztuže se ukázala jako příliš velká.

V následující části experimentu bylo cílem optimalizovat zkušební postup respektive snížit kotevní délku výztuže a porovnat hodnoty průměrného smykového napětí mezi UHPC a betonářskou výztuží průměru 16 mm o různé kotevní délce. V předcházejícím experimentu nedošlo při kotevní délce výztuže rovné 5x průměr výztuže k jejímu vytažení – porušení vzorku v soudržnosti. Z tohoto důvodu byla v druhé části experimentu kotevní délka zmenšena postupně na 4, 3 a 2 průměry dané výztuže. Cílem optimalizace zkušebního postupu bylo zjistit, při jaké kotevní délce výztuže dojde k rovnováze mezi smykovým napětím v soudržnosti a mezi kluzu/pevnosti oceli. Přehled průměrných hodnot smykových napětí u vzorků z UHPC a jejich vzájemné srovnání s předchozí částí experimentu názorně zobrazuje následující graf 2.



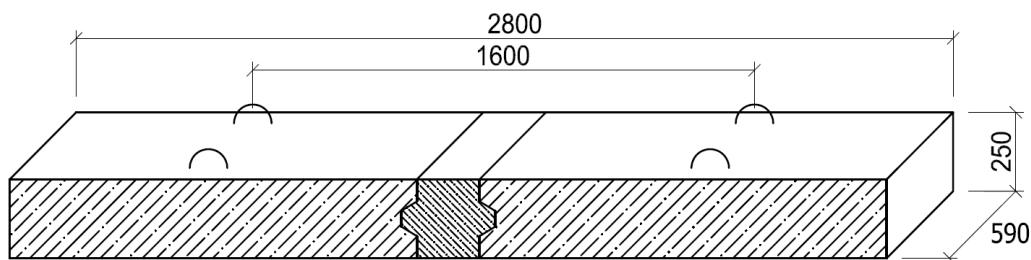
Graf 2 Srovnání průměrného smykového napětí – UHPC a beton C30/37 (kotevní délka 5x

U vzorků s kotevní délkou 4x průměr výztuže došlo také k porušení vzorku ve výztuži. Naopak kotevní délka 2x průměr výztuže byly vyhodnocena jako nedostačující.

Rovnováha mezi smykovým napětím na rozhraní mezi výztuží a betonem a mezi kluzu/pevností oceli byla vyhodnocena při kotevní délce rovné 3x průměr výztuže. U této sady vzorků došlo u některých k porušení v soudržnosti a u některých k porušení ve výztuži. Vyhodnocené hodnoty průměrného smykového napětí dosahovaly řádově až 3krát vyšších hodnot než u betonu C30/37. Důležitým poznatkem z provedených zkoušek byl fakt, že postupy a normy pro beton běžných pevností nelze doslovně aplikovat na UHPC a je potřeba tyto postupy optimalizovat.

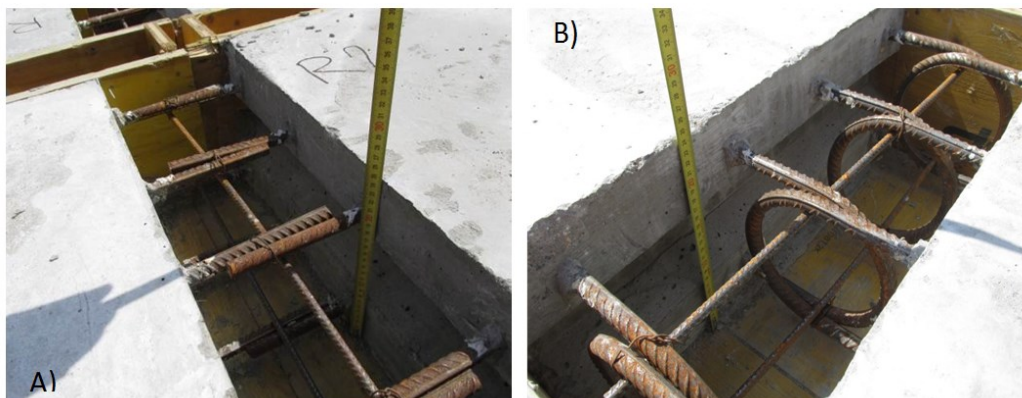
4 UHPC spoj prefabrikovaných panelů

Výsledky zkoušek soudržnosti vedly k závěru, že při použití UHPC lze velmi výrazně zredukovat kotevní délky výztuže oproti běžnému betonu. Na základě tohoto předpokladu byl navržen experimentální model spoje z UHPC prefabrikovaných desek vyrobených z běžného betonu. Takto provedený model představoval detail prefabrikované mostovky ocelobetonového spřaženého mostu v reálném měřítku. Reálná aplikace počítá s umístěním takového spoje nad hlavní nosník konstrukce. Oba sousední prefabrikované panely jsou umístěny tak, aby horní pásnice nosníku vytvářena spodní bedněň a zároveň byla podporou pro dosud nespojené části. Výztuž vyvedená ze sousedních panelů je v místě spoje zalita betonovou směsí – UHPC. Spoj prefabrikovaných dílců je vystaven ohybovému namáhání a při kterém je důležitým faktorem rozměr spoje, respektive kotevní délka výztuže pro spolehlivé fungování detailu. Rozměr spoje byl navržen s ohledem na předchozí zkoušky soudržnosti, ve kterých bylo prokázáno, že pro spolehlivé přenesení tahové síly z výztuže do betonu postačuje kotevní délka 4x průměr dané výztuže. Rozměry experimentálního modelu jsou patrné z Obr. 4.



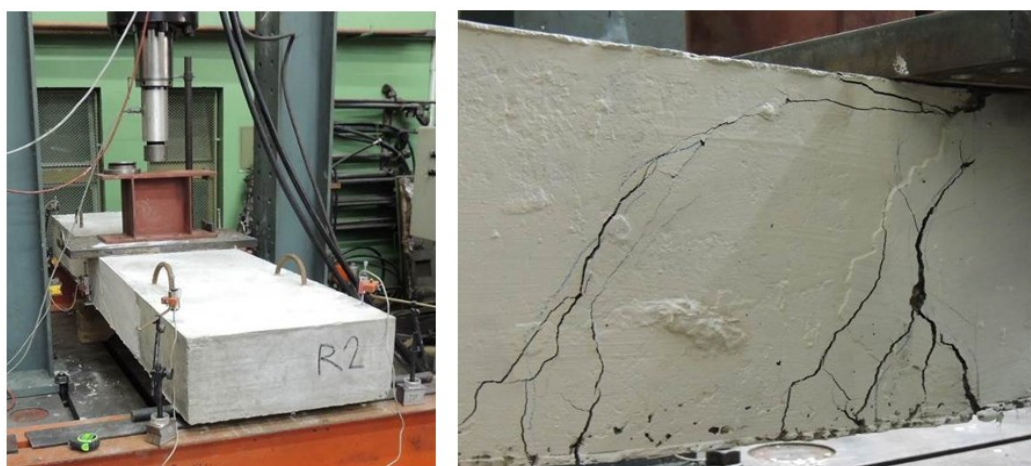
Obr. 4 Schéma prefabrikovaných panelů s UHPC spojem

Předmětem zkoušek bylo ověření statické funkce detailu UHPC spoje. Experimentální model ohybové namáhání spoje z UHPC při rostoucím ohybovém momentu až do kolapsu při dvou různých způsobech vyztužení spoje (výztuž do smyčky, rovná výztuž – Obr. 5). Během zkoušek byl zaznamenáván průhyb panelů uprostřed a byl sledován postupný vznik trhlin v závislosti na zatěžovací síle.

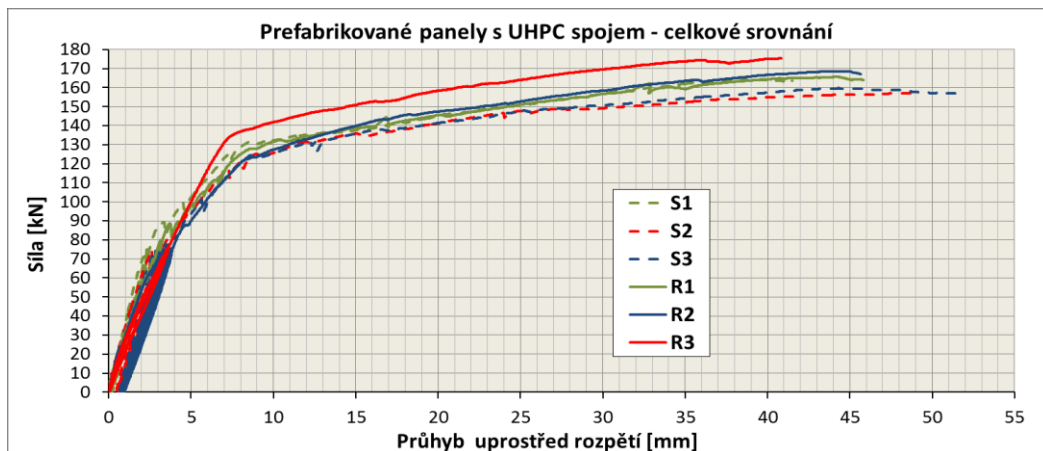


Obr. 5 Dva druhy vyztužení spoje: A – rovná výztuž, B – výztuž do smyčky

Prefabrikovaný panel s UHPC spojem byl namáhán silou zatěžovacího lisu uprostřed rozpětí v místě spoje. Síla z lisu byla roznášena přes ocelový plech simulující pásnici ocelového nosníku (Obr. 6 vlevo). Toto namáhání reprezentuje ohybové namáhání skutečného spoje od horní pásnice ocelového nosníku, se kterým jsou panely spřaženy. Schéma zatěžování bylo obrácené oproti reálnému – moment je vyvozen silovým zatížením právě v místě UHPC spoje. Vzorky byly zatěžovány silou cyklicky na cca $\frac{1}{2}$ jejich celkové únosnosti (75 kN). Během zkoušky byl monitorován vznik trhlin, byly zaznamenány hodnoty zatížení při vzniku první trhliny a jejich šířka při dosažení $\frac{1}{2}$ celkové únosnosti. Závěrečným cyklem byla zkouška řízena posunem a byla ukončena po kolapsu prvku – poklesu zatěžovací síly. Byly porovnávány dvě sady vzorků s různým druhem vyztužení. U vyztužení spoje výztuží do smyčky nebylo předpokládáno, že by mohlo dojít k porušení spoje v soudržnosti. Pokud by byl rozměr spoje nedostačující, došlo by u vzorků s výztuží do smyčky k dosažení vyšších hodnot ohybové únosnosti než u vzorků s rovnou výztuží v UHPC spoji. Byly odzkoušeny sady po třech vzorcích od každého typu vyztuženého spoje.



Obr. 6 Pohled na zkoušku (vlevo), porušení vzorku (vpravo)



Graf 3 Porovnání zatěžovacích diagramů prefabrikovaných panelů s UHPC spoji

5 Závěr

V rámci experimentů byly porovnány soudržnosti betonářské výztuže s dvěma rozdílnými materiály: UHPC a betonem C30/37. Při zkoušce vytrhávání výztuže z krychle UHPC o hraně 200 mm (pull-out test) došlo při kotevní délce rovné 5x a 4x průměr výztuže k dosažení meze pevnosti oceli bez výrazného pokluzu horního konce výztuže. U vzorků s kotevní délkou 3x průměr výztuže došlo k dosažení meze kluzu oceli a k následnému vytažení výztuže – porušení v soudržnosti. Výztuž soudržná v délce 2x průměr nedosáhla hodnot napětí ve výztuži na mezi kluzu a byla z krychle vytažena – tahová síla v oceli byla příčinou překročení hodnoty smykového napětí v soudržnosti. U betonu C30/37 dojde při zakotvení na délku 5x vždy k vytažení výztuže z betonu. Největší hodnoty průměrného smykového napětí v soudržnosti byly zjištěny u vzorků UHPC s výztuží soudržnou v délce 3x průměr výztuže. Při této hodnotě bylo dosaženo největšího poměru mezi tahovou silou, která se blížila mezi pevností oceli a obetonované ploše betonářské výztuže. Lze konstatovat, že použitím UHPC bylo velmi výrazně (cca 2,5x) zvýšeno maximální průměrné napětí v soudržnosti oproti běžnému betonu C30/37. To vede k závěru, že při použití UHPC postačí výrazně kratší kotevní délky výztuže než při použití běžného betonu.

Zjištěný fakt že vysoké mechanické parametry UHPC vedou k výraznému zvýšení soudržnosti mezi výztuží a UHPC ve srovnání s běžným betonem vedl k předpokladu, že je proto možné výrazně zkrátit kotevní délky u výztuže zabetonované v UHPC. Toho lze velmi efektivně využít pro návrh spoje prefabrikovaných desek např. u spřažené mostní konstrukce. Spoj je malý a zakotvení výztuže spolehlivé. Provedené experimenty prokázaly, že UHPC spoj dvou prefabrikovaných dílců, navržený právě s ohledem na vyhodnocené experimenty plní statickou funkci velmi spolehlivě. V rámci zkoušek byl navržený spoj ohybově namáhán za účelem stanovení ohybové únosnosti a ověření, zda nedojde ve spoji k porušení v soudržnosti. Bylo ukázáno, že k porušení vzorku došlo v okolním betonu, popř. na spoji UHPC a běžného betonu, ale nikoliv v soudržnosti nebo v oblasti spoje. Únosnost obou typů vyztužení byla na stejné úrovni (viz graf 3 – bylo tedy ověřeno, že takto optimalizovaný rozměr spoje je dostačující). Uskutečněné experimenty poukázaly na využití moderního materiálu v reálné aplikaci s nutností

předchozího experimentálního programu, který vedl k navržení spolehlivého konstrukčního detailu.

Poděkování a Literatura

Zkoušky byly provedeny v laboratořích Kloknerova ústavu ČVUT. Část experimentů byla provedena za podpory Centra kompetence CESTI (TAČR, projekt č. TE 01020168) a část za podpory SGS14/172/OHK1/2T/31.

- 1 VÍTEK, J.L., COUFAL, R., ČÍTEK, D. (2013). UHPC - Development and testing on structural elements, Concrete and Concrete Structures 2013, University of Žilina, str. 218-223, ISSN 1877-7058
- 2 VÍTEK, J.L., COUFAL, R., STAŠ, M., ČÍTEK, D., KOLÍSKO, J. (2013).UHPC Laboratory and Field Tests. CCC2013 – Concrete Structures in Urban Areas, Wrocław, Dolnoslaskie wydawnictwo edukacyjne, p. 70-73, ISBN 978-83-7125-229-7
- 3 VÍTEK, J.L., ČÍTEK, D., COUFAL, R. (2013). UHPC joints of precast elements. Fibre Concrete 2013 – Technology, Design, Application, Praha, České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební, p. 407-414, ISSN 2336-338X.ISBN 978-80-01-05240-2

Ing. David Čítek

Kloknerův ústav, ČVUT v Praze,
Šolínova 7, 166 08 Praha 6
244 353 521
david.citek@cvut.cz
www.klok.cvut.cz

Ing. Milan Rydval

Kloknerův ústav, ČVUT v Praze,
Šolínova 7, 166 08 Praha 6
244 353 547
milan.rydval@cvut.cz
www.klok.cvut.cz

Doc. Ing. Jiří Kolísko, Ph.D.

Kloknerův ústav, ČVUT v Praze,
Šolínova 7, 166 08 Praha 6
244 353 545
jiri.kolisko@cvut.cz
www.klok.cvut.cz

Prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc.

Metrostav a.s,
Koželužská 2450/4, 180 00 Praha 8
vitek@metrostav.cz
www.klok.cvut.cz

SMYKOVÉ ZKOUŠKY ZDIVA Z PLNÝCH SKLENĚNÝCH CIHEL

SHEAR TESTS OF MASONRY FROM SOLID GLASS BRICKS

Jiří Fíla, Martina Eliášová, Zdeněk Sokol

Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí, Fakulta stavební,
ČVUT v Praze

Abstrakt

Sklo se v současné době používá ve stavebnictví nejen jako výplňový materiál okenních otvorů, ale stále častěji i na nosné konstrukce jako jsou sloupy, nosníky, schodiště či zábradlí. Netradičním způsobem jeho použití je nosné zdivo z plných skleněných cihel. Protože sklo má vysokou pevnost v tlaku, je únosnost zdiva závislá zejména na druhu použitého spojovacího materiálu. Příspěvek se zabývá experimentálním ověřením smykové pevnosti zdiva tvořeného skleněnými cihlami s ohledem na povrchovou úpravu cihel a na druh malty. Pevnost ve smyku závisí zejména na adhezi malty k povrchu skleněných cihel, která se dá zvýšit zdrsněním povrchu, např. pískováním. Alternativním řešením je použití lepidel.

Klíčová slova

Zdivo, plné skleněné cihly, smyková pevnost, smykové zkoušky

1 Úvod

Sklo je materiál, který provází lidstvo již několik tisíciletí, dokonce i ve stavebnictví je považováno za tradiční materiál, který se většinou používá jako transparentní výplň okenních otvorů. Teprve v posledních letech se začíná sklo prosazovat i na nosné prvky namáhané převážně ohybem jako jsou velkoplošné fasády, nosníky, výztužná žebra fasád, zábradlí, podlahy, schodišťové stupně. V případě konstrukčních prvků namáhaných tlakem však většímu rozšíření i přes vysokou pevnost skla v tlaku brání zejména velká štíhlost prvků z tabulového skla, komplikované detaily a imperfekce. Možnou alternativou by tak mohlo být zdivo vytvořené z plných skleněných cihel.

Jedním ze základních parametrů zdiva obecně je jeho pevnost ve smyku, tento článek je proto zaměřen na experimentální stanovení smykové pevnosti zdiva z plných skleněných cihel v závislosti na úpravě povrchu cihel a typu použité malty.

2 Současný stav problematiky

a. Příklady použití plných skleněných cihel

Využití skla pro nosné konstrukční prvky, které přenáší kromě zatížení vlastní tíhou i zatížení sněhem, větrem či užitné zatížení, je v současné architektuře běžné. Naproti tomu lze ve stavebnictví nalézt pouze několik realizovaných projektů, ve kterých bylo využito zdivo z plných skleněných cihel. Většinou se ale nejedná o zdivo v pravém slova smyslu, neboť skleněné cihly byly vzájemně spojeny pomocí transparentního lepidla [1].

i. Crystal House v Amsterdamu

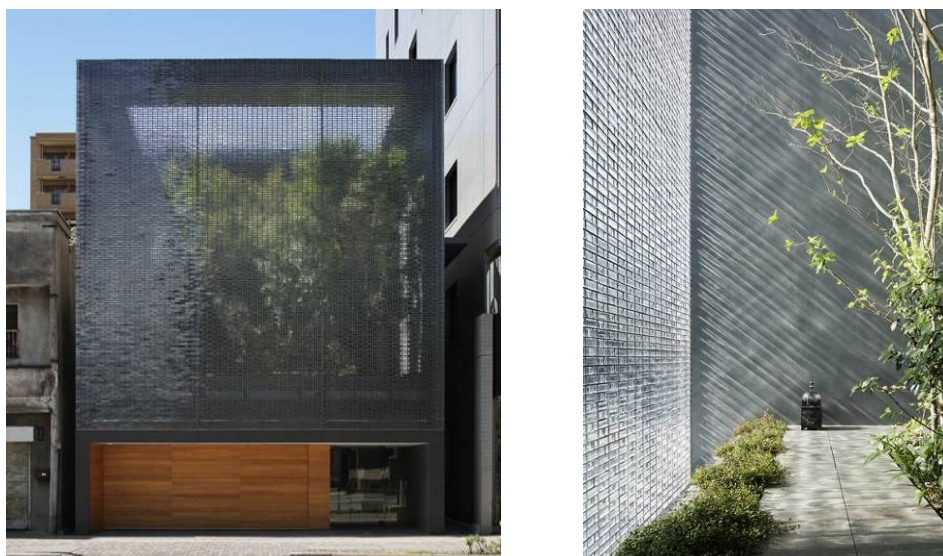
Na základě experimentálního výzkumu prováděného v Delft University of Technology v Nizozemí byl realizován asi v současnosti nejvýznamnější projekt využívající plné skleněné cihly, viz obr. 1. Jedná se o čelní stěnu obchodu tvořenou zdivem ze skleněných cihel ručně odlévaných do forem a spojovaných lepidlem vytvrzovaným UV zářením. Skleněné zdivo zde plní nosnou funkci a to jak na zatížení větrem, tak na přenos svislého zatížení z horních pater [2, 3].



Obr. 1 Čelní fasáda domu Crystal House v Amsterdamu [Lojda, V.]

ii. Optical Glass House v Hirošimě

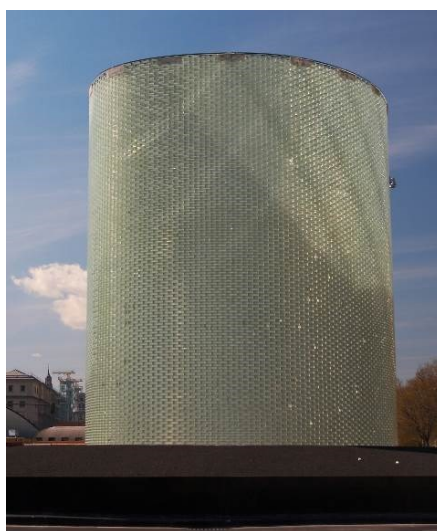
Rodinné domy v centrech měst se často potýkají s nedostatkem zeleně, tento nedostatek se podařilo vyřešit architektům a projektantům ze studia Hiroshi Nakamura & NAP zbudováním zimní zahrady oddělené od ulice předsunutou fasádou tvořenou skleněnými cihlami, viz obr. 2. V tomto případě sklo není zatíženo žádnou navazující konstrukcí, ale přenáší pouze zatížení větrem a vlastní tíhu fasády. Každá cihla má dva otvory, kterými byly protaženy předepnuté nerezové výztužné pruty [4].



Obr. 2 Předšazená fasáda domu Optical Glass House v Hirošimě [4]

iii. Památník Atocha Memorial v Madridu

Tento památník věnovaný obětem teroristického útoku v Madridu byl první konstrukcí z masivních skleněných cihel, která byla samonosná a nepotřebovala tedy žádnou podpůrnou konstrukci, viz obr. 3. Jednotlivé cihly jsou ve styčných spárách spojeny pomocí zámků, které jsou tvořeny tvarem jednotlivých cihel. Vypouklá strana jedné cihly zapadne do vyduté strany cihly druhé. Spojení v ložných spárách je zajištěno pomocí transparentního lepidla vytvrzeného UV zářením [5].



Obr. 3 Památník Atocha v Madridu [5]

b. Zdivo spojované maltou

Výše uvedené aplikace představují konstrukce, jejichž montáž je technologicky náročná (lepený spoj). Vhodnější technologií by bylo využití klasické malty, jako je

tomu v případě tradičního cihelného zdiva. V současnosti se takové zdivo ze skleněných cihel používá na menší doplňkové prvky, např. barové pulty, dělicí příčky apod., viz obr. 4 [6]. Vzhledem k velké pevnosti skla v tlaku lze očekávat větší využití těchto prvků i na nosné konstrukce (pilíře, stěny), pokud by byla prokázána dostatečná pevnost zdiva ve smyku, v tahu za ohybu a v tlaku.



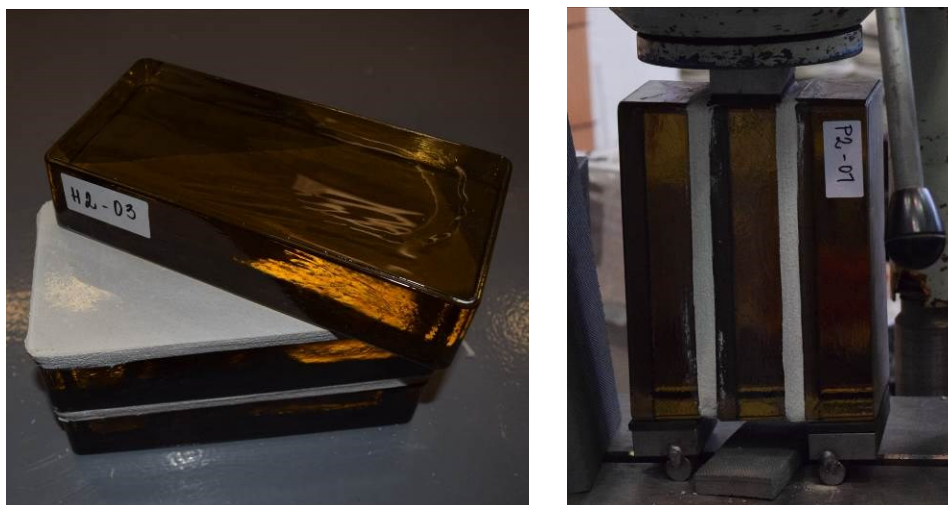
Obr. 4 Dělicí příčka z cihel VetroPieno [6]

3 Smykové zkoušky

Ve spolupráci s firmou Vitrablok, s.r.o. byly na Fakultě stavební ČVUT v Praze provedeny začátkem roku 2016 experimenty zaměřené na stanovení smykové pevnosti zdiva z plných skleněných cihel s ohledem na vliv použité malty a na úpravu povrchu ložné spáry samotných cihel.

a. Uspořádání experimentu

Zkušební tělesa vyrobená ze tří plných skleněných cihel byla zkoušena ve zkušebním stroji HECKERT EU 40. Jednalo se o protlačovací zkoušku [7], kdy dvě krajní cihly byly uloženy na ocelových deskách a střední cihla byla namáhána tlakem tak, aby spáry mezi cihlami byly namáhány smykem, viz obr. 5. Tlaková síla působila na zkušební těleso prostřednictvím kulového kloubu umístěného uprostřed horní ocelové tlačné desky. Krajní cihly byly uloženy přes ocelové desky na válcové podpory o průměru 20 mm. Mezi ocelové desky a skleněné cihly byly vloženy pryžové podložky tloušťky 5 mm, aby bylo zabráněno přímému kontaktu mezi sklem a deskou, který by mohl vést k lokálnímu namáhání skleněné cihly a tím k jejímu porušení. Ve vybraných případech byla navíc tělesa osazena potenciometry k měření vzájemného posunu obou namáhaných spár mezi cihlami. Ve všech případech byla naměřená nulová deformace. Z tohoto důvodu nebyla deformace u ostatních těles měřena.



Obr. 5 Uložení vzorku ve zkušebním stroji a porušený vzorek [Fíla, J.]

Na zkoušky smykové pevnosti byly použity 3 různé malty. Malta č. 1 je vyrobena z trasového cementu a je určena pro sanaci zdiva a pokládku dlažby z přírodního kamene. Malty č. 2 a č. 3 jsou speciální zdící a spárovací malty pro skleněné tvárnice. Aby byla zajištěna rovnoměrná tloušťka spáry, byly během zdění použity dřevěné latě tloušťky 12 mm. Po vytlačení přebytečné malty vznikla spára o tloušťce cca 10 mm. Povrch skla před výrobou zkušebních těles nebyl žádným způsobem čištěn.

Celkem bylo připraveno 18 zkušebních těles, po 6 vzorcích pro každou maltu. Tělesa byla vyrobena z cihel s hladkým povrchem a z cihel s povrchem zdrsňným pískováním, aby bylo možné vyhodnotit vliv úpravy povrchu na smykovou pevnost.

b. Vyhodnocení experimentu

Během přípravy experimentů došlo při běžné manipulaci se vzorky k samovolnému rozlepení některých z nich v ložné spáře. Takto se porušila vždy zkušební tělesa s hladkým povrchem. Průměrné hodnoty maximální síly F_{\max} a smykového napětí τ v ložné spáře vypočtené z naměřených dat jsou shrnuty v tab. I. Smykové napětí τ bylo vypočteno z maximální síly dosažené při porušení zkušebního tělesa a ložné plochy rovné ploše obdélníka o rozměrech 114 x 236 mm.

Všechna zkoušená tělesa vykazovala adhezní porušení (ztráta přilnavosti spojovacího materiálu k povrchu). Ani u jednoho tělesa nebylo zjištěno kohezní nebo kombinované adhesně – kohezní porušení či porušení samotných skleněných cihel. K porušení došlo vždy křehkým lomem bez viditelných deformací či porušení v ložné spáře.

Tab. I. Souhrn výsledků smykových zkoušek

Typ malty	Úprava povrchu cihel	Datum výroby	Datum zkoušky	Průměrná maximální síla F_{\max} [kN]	Plocha průřezu A [m ²]	Průměrné napětí τ [MPa]
č. 1	hladký	21.10.	-*	0	0,0269	0
č. 2	hladký	23.10.	-*	0	0,0269	0
č. 3	hladký	12.1.	15.2.	1,49	0,0269	0,055
č. 1	pískovaný	23.10.	30.11.	23,42	0,0269	0,853
č. 2	pískovaný	23.10.	30.11.	13,38	0,0269	0,497
č. 3	pískovaný	12.1.	15.2.	13,17	0,0269	0,490

* samovolné rozlepení při manipulaci

4 Závěr

Vzhledem k tomu, že se sklo stává stále žádanější a mezi architekty oblíbenější, jeví se zdivo ze skleněných cihel jako velmi perspektivní stavební prvek. Dříve, než ho bude možné použít na nosné konstrukce, je nutné najít vhodný spojovací materiál, který bude mít dostačnou přilnavost k hladkému povrchu skleněných cihel.

Výše popsané experimenty prokázaly, že na smykovou pevnost zdiva má při použití těchto typů malt velký vliv povrchová úprava cihel. Při tloušťce spáry srovnatelné se zdivem z plných pálených cihel se ukazuje, že skleněné cihly bez povrchové úpravy nejsou schopny přenést pro některé druhy malt ani manipulační zatížení. Tyto vzorky se porušily všech případech díky nedostatečné přilnavosti spojovací malty k povrchu skla, tedy o adhezním porušení. Výše uvedené malty jsou pro hladké cihly nevhodné. Oproti tomu pískované cihly dosahovaly o poznání příznivějších výsledků, byť za cenu snížení estetické kvality zdiva (jiný odraz světla způsobený zdrsněním ložné spáry cihel). Dalšími alternativami, které jsou momentálně zkoumány na Stavební fakultě ČVUT, je snížení tloušťky spáry, použití jiného typu malty nebo využití lepidel na bázi pryskyřice. Lepené spoje mají ale velkou nevýhodu ve vysoké ceně a náročnosti při aplikaci (aktivace povrchu, použití dvousložkových lepidel). Výsledná pevnost lepeného spoje je závislá na dodržení náročných technologických požadavků, což je v běžné stavební praxi obtížně proveditelné.

Vyhodnocení první etapy experimentů prokázalo, že běžné druhy malt, které jsou na trhu k dispozici, nejsou pro zdivo ze skleněných cihel s hladkým povrchem vhodné. Závěrem lze konstatovat, že zdrsnění povrchu skleněných cihel pískováním prokázalo lepší přilnavost a ve výsledku i vyšší smykovou pevnost. Nicméně lze předpokládat, že s ohledem na vzhled zdiva z pískovaných cihel bude pozornost soustředěna na speciální druhy malt s vyšší přilnavostí k hladkým povrchům.

Poděkování

Výzkum, jehož výsledky jsou prezentovány v tomto příspěvku, byl podpořen grantem ČVUT č. SGS16/136/OHK1/2T/11. Poděkování patří rovněž firmě Vitrablok, s.r.o., která poskytla skleněné cihly na zkušební tělesa.

Literatura

1. GATSIU, Varvara. *A study about the structural and thermal performance of large glass masonry façade*. Delft, 2015. Master of Science Thesis. Delft University of Technology. Dostupné z: <http://repository.tudelft.nl/islandora/object/uuid:847fdec1-5498-4fe5-8864-49bedacd33d5/datastream/OBJ/download>
2. OIKONOMOPOULOU, F., F. VEER, R. NIJSSE a K. BAARDOLF. A completely transparent, adhesively bonded soda-lime glass block masonry system. *Journal of Facade Design and Engineering*. 2015, 2(3-4), 201-221. DOI: 10.3233/FDE-150021. ISSN 2213302x. Dostupné také z: <http://www.medra.org/servlet/aliasResolver?alias=iospress>
3. Crystal houses. In: *MVRDV* [online]. Rotterdam: MVRDV, 2016 [cit. 2016-06-23]. Dostupné z: <https://www.mvrdv.nl/en/projects/crystal-house>
4. Optical Glass House by Hiroshi Nakamura & NAP. In: *Dezeen* [online]. London: Dezeen, 2013 [cit. 2016-06-23]. Dostupné z: <http://www.dezeen.com/2013/01/27/optical-glass-house-by-hiroshi-nakamura-nap/>
5. 11 March Memorial Madrid: Atocha Memorial. In: *E-architect* [online]. Haddington: e-architect limited, 2007 [cit. 2016-06-23]. Dostupné z: <http://www.e-architect.co.uk/madrid/atocha-monument-madrid>
6. SEVES GLASSBLOCK. [online]. VetroPieno. Reklamní katalog. 2016 [vyd. 2016-06-23]. Dostupné z: http://www.sevesglassblock.com/usr/download/eng/Vetropieno_EN_FR_DE.pdf
7. ČSN EN 1052-3: Zkušební metody pro zdivo - Část 3: Stanovení počáteční pevnosti ve smyku. 1. Praha: Český normalizační institut, 2003.

Ing. Jiří Fíla

Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí,
Fakulta stavební, ČVUT v Praze,
Thákurova 7, 166 29 Praha 6
224 354 828
jiri.fila@fsv.cvut.cz

doc. Ing. Martina Eliášová, CSc.

Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí,
Fakulta stavební, ČVUT v Praze,
Thákurova 7, 166 29 Praha 6
224 354 921
eliasova@fsv.cvut.cz

22. 9. 2016, Ballingův sál, Národní technická knihovna, Technická 6, Praha 6

Ing. Zdeněk Sokol, Ph.D.

Katedra ocelových a dřevěných
konstrukcí,
Fakulta stavební, ČVUT v Praze,
Thákurova 7, 166 29 Praha 6
224 354 767
sokol@fsv.cvut.cz

EXPERIMENTÁLNÍ OVĚŘOVÁNÍ SKUTEČNÉHO PŮSOBNÍ KOMPONENT I CELÉHO SYSTÉMU STATICKEHO ZAJIŠTĚNÍ POMOCÍ NEREZOVÝCH HELIKÁLNÍCH VÝZTUŽÍ

EXPERIMENTAL VERIFICATION OF STATIC SECURING SYSTEM BY STAINLESS STEEL HELICAL REINFORCEMENT AND ITS COMPONENTS ACTUAL BEHAVIOR

Ondřej Karel

Ústav stavebního zkušebnictví
FAST VUT v Brně

Abstrakt

Cílem příspěvku je shrnutí vlastností jednotlivých komponent systému statického zajišťování konstrukcí pomocí nerezové helikální výztuže a shrnutí možných metod vedoucích k ověření těchto vlastností. Existuje celá řada různých výrobků jako komponent tohoto systému. Každý výrobek má od výrobce deklarované určité vlastnosti, se kterými musí uživatel nějakým způsobem počítat. Návrh metodiky ověřování vlastností těchto komponent i celého systému má vést k provedení zkoušek na různých výrobcích a výsledných aplikacích a výsledky těchto zkoušek by měly být implementovatelné do návrhu sanace nosných konstrukcí objektů různého stáří a materiálu.

Klíčová slova

helikální nerezová výztuž, nesmršťující malta

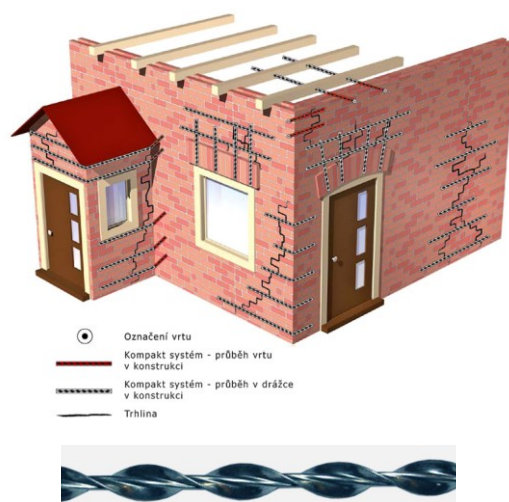
1 Úvod

V rámci článku budou shrnuty podstaty experimentálního ověření systému a jeho částí dle vybraných norem. Cílem článku je rešerše literatury, v tomto případě norem, ve které mohou být postupy aplikovatelné na zkoušení komponent a celého systému statického zabezpečení pomocí helikálních výztuží.

2 Systém statického zabezpečení pomocí helikálních výztuží

Jedná se o systém tvořený nerezovou helikální výztuží a kotevní maltou. Vlastnosti oceli umožňují použití velice malé krycí vrstvy díky odolnosti proti nepříznivým vlivům prostředí. Pro soudržnost výztuže s kotevní zálivkou je výztuž opatřena velmi výraznou šroubovicí. Na kotevní zálivku jsou kladeny požadavky hlavně z hlediska zpracovatelnosti, tixotropie a mechanické odolnosti.

Systém je využíván při rekonstrukcích a opravách budov k sešití trhlin, kdy má pouze zabránit rozšiřování trhliny, nebo bývá navržen a aplikován tak, aby plnil i statickou funkci. Co se týče využití pro statické zabezpečení, je třeba celý systém a komponenty spolehlivě testovat. K metodice zkoušení má vést tento článek.



Obr. 1 Možnosti aplikací a detail nerezové helikální výztuže [7]

3 Zkoušení oceli

a. Tahové zkoušky výztuže

Tahové zkoušky se mohou provádět jako u běžných výztuží, ale je třeba vzít v úvahu možnosti uchycení, aby nedošlo k porušení v místě uchopení čelistmi lisu. Nejrychlejší způsob zkoušení je použití speciálně upravených čelistí, které zkoušený prut drží na delším úseku, ale jen v místech, kde nezmáčkou šroubovici. V místech uchycení je nutné udržet celý průřez a ne jen jádro průřezu.

b. Zkoušky soudržnosti výztuže s kotevní zálivkou

Zkoušky se mohou mimo jiné provádět tak, jako je tomu v normě ČSN 73 1333 – Zkoušení soudržnosti předpínací výztuže s betonem, ČSN EN 10080 – Ocel pro výztuž do betonu a ETAG 001 – část 5 – Soudržné kotvy. Podle první zmíněné normy vytahujeme lano (v našem případě helikální výztuž) z krychle o hraně 150 mm a měříme posun vůči krychli. Dle druhé normy vytahujeme žebříkovou výztuž z betonové krychle, kdy kontakt oceli s betonem je na délce 5ti profilů. Měříme sílu potřebnou na vytržení. Poslední norma je primárně určena ke zkoušení kotev a má dvě možnosti provedení –

buď zabráníme porušení betonu, nebo jej necháme potřhat se. Podle vybrané možnosti se liší způsob uchycení a zapření lisu. Všechny zmíněné postupy lze upravit na zkoušení helikální výztuže namísto lana, betonářské výztuže nebo kotvy a zálivky na helikální výztuž namísto betonu. Opět je třeba dbát na vhodné uchycení helikální výztuže, jako je tomu u zkoušek tahových. Při nevhodném uchycení je výztuž schopna se vytáhnout jako šroub [1, 2, 3].

4 Zkoušení malty

Na maltu jsou kladeny požadavky z hlediska její zpracovatelnosti a po vytvrnutí musí spolehlivě přenést tahovou sílu z výztuže do okolního materiálu. Co se týká zpracovatelnosti, malta by měla být tixotropní a měla by dobře přiléhat k podkladu v jakékoliv poloze vůči místu aplikace. Zároveň musí mít vhodnou konzistenci pro aplikaci montážní pistolí.

Z materiálů výrobců lze usuzovat, že důležitou vlastností těchto malt je nesmrštitelnost.

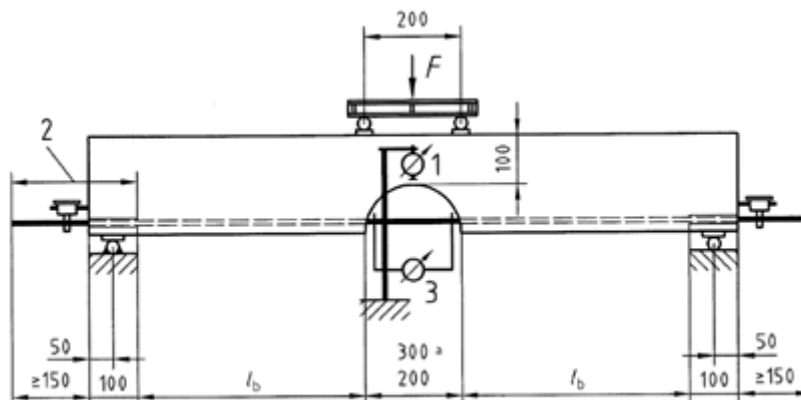
Na maltě lze provádět zkoušky pevnosti v tlaku, tahu za ohybu a modulů pružnosti stejně jako na každé jiné maltě. V tomto článku je podstatný hlavně zájem o zkoušku nesmrštitelnosti. Po projití norem, na které se odkazují výrobci, není zcela jasné, co se považuje za nesmrštitelnou maltu.

Měření smrštění můžeme provádět například dle normy EN 12617 - 3 nebo EN 12617 - 4. Dle první zmíněné normy lze smrštění měřit automatizovaně v korýtku předepsané délky s pohyblivými čely, na kterých jsou umístěny potenciometrické snímače předepsané citlivosti. Tato norma počítá s prvním měřením ihned po nalití do formy. Dle druhé (na kterou se občas odkazují někteří výrobci) se dá smrštění měřit ručně na trámečcích 40 x 40 x 160 mm opatřených měřicími kontakty. Změny délky trámečků se poté odečítají s přesností 0,001 mm. Problém je v tom, že dle normy by mělo být těleso uloženo 24 hodin v určitých podmínkách, které brání smrštění – tím se měření nepodobá příliš realitě. Z hlediska pracnosti, nákladů na materiál, požadované přesnosti, nákladů na měřicí zařízení se jeví jako nejvhodnější metoda dle druhé normy. Je však třeba se zaměřit i na smrštění během prvních 24 hodin a kondicionování trámků [5, 6].

5 Zkoušení celého systému

Celý systém funguje v základu tak, že helikální výztuž je při aktivaci zatížením konstrukce namáhána tahem a tento tah musí být přes kotevní zálivku přenesen do okolního materiálu. Výztuž je možné aplikovat do drážky, vrtu, případně kombinace obou. Cílem zkoušek je tedy modelovat výslednou aplikaci a vzhledem k nákladům na zkoušky a velký rozptyl materiálů pro aplikaci je vhodné provést zkoušku co nejméně náročnou na materiál a čas a zároveň dostatečně průkaznou. Pro aplikaci do vrtu se nabízí zejména metoda dle ETAG 001 – část 5 zmíněná v odstavci 3.2. Pro aplikaci do drážky se vcelku nabízí metody podobné metodě v normě ČSN EN 12269 - 2. Jedná se o zkoušení vyztuženého trámu, který je namáhán 4 bodovým ohybem. Síla ve výztuži lze v tom případě lehce dopočítat a výztuž může být aplikovaná jak do vrtu, tak i do drážky a spotřeba materiálu může být minimální. Pravděpodobně bude velmi vhodné

předem určit místo, kde při ohybu vznikne kloub. Další možnou metodou může být ztužení porušené stěny a poté namáhání do mezního stavu a následný přepočet zpět k návrhu [4].



Obr. 2 Sestavení zkoušky soudržnosti výztuže s pórobetonem dle ČSN EN 12269-2 [4]

6 Závěr

Jak bylo napsáno v úvodu, cílem článku bylo projít vhodnou literaturu, zjistit maximum o celém systému a následně z přečtené literatury vyvodit důsledky pro možnosti zkoušení.

Pro návrh zesílení stavebních konstrukcí tímto systémem existuje celá řada doporučení, ale, co se týká statického výpočtu, neexistuje vhodný podklad, jak lze tento výpočet spolehlivě provést. Cílem zkoušek je přehled o chování systému a následná aplikace do statické analýzy. To vše by mělo přinést úsporu nákladů a větší efektivitu řešení v praxi.

Poděkování

Příspěvek vznikl za finanční podpory standardního specifického projektu VUT v Brně s označením: FAST-S-16-3125 s názvem: „Objemové změny jemnozrnných kompozitů na bázi silikátových pojiv“.

Literatura

- 1 ČSN 73 1333. *Zkoušení soudržnosti předpínací výztuže s betonem*. Praha: Český normalizační institut, 1989.
- 2 ČSN EN 10080. *Ocel pro výztuž do betonu – Svařitelná betonářská ocel – Všeobecně*. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- 3 ETAG 001. *Kovové kotvy do betonu*. Brusel: Evropská organizace pro technická schválení, 2003.

- 4 ČSN EN 12269-2. *Stanovení soudržnosti ocelové výztuže s autoklávovaným pórobetonem trámcovou zkouškou - Část 2: Dlouhodobá zkouška*. Praha: Český normalizační institut, 2010.
- 5 EN 12617-4. *Výrobky a systémy pro ochranu a opravy betonových konstrukcí - Zkušební metody - Část 4: Stanovení smršťování a rozpínání*. Praha: Český normalizační institut, 2003.
- 6 EN 12617-3. *Výrobky a systémy pro ochranu a opravy betonových konstrukcí - Zkušební metody - Část 3: Stanovení počátečního lineárního smrštění pro adheziva*. Praha: Český normalizační institut, 2003.
- 7 Saron statika s.r.o. [online]. Dostupné z: www.statickezajisteni.cz

Ing. Ondřej Karel

Vysoké učení technické v Brně
Fakulta stavební
Ústav stavebního zkušebnictví
Veveří 331/95, 602 00 Brno
541 147 828
karel.o@fce.vutbr.cz
www.szk.fce.vutbr.cz

doc. Ing. Pavel Schmid, Ph.D.

Vysoké učení technické v Brně
Fakulta stavební
Ústav stavebního zkušebnictví
Veveří 331/95, 602 00 Brno
541 147 491
schmid.p@fce.vutbr.cz
www.szk.fce.vutbr.cz

SOMOSTÍ LIBEŇSKÝ MOST – ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKY A NUMERICKÉ MODELOVÁNÍ

LOAD TESTS AND NUMERICAL MODELING OF LIBEŇSKÝ BRIDGE

Petr Kněž, Petr Tej

Kloknerův ústav, ČVUT v Praze

Abstrakt

Práce prezentované v tom to článku se realizovali v rámci ověření statické a dynamické funkce soumostí, zejména trojkloubových kleneb z prostého betonu. Článek se zabývá přípravou a prováděním zatěžovacích zkoušek statických a dynamických na soumostí Libeňský most, konkrétně na části mostu tvořenou trojkloubovou klenbou s největším rozpětím. Na základě výsledků zkoušek byl vytvořen numerický model zachycující reálné chování konstrukce. Následně proběhlo posouzení zatížitelnosti konstrukce a návrh postupu dalších prací na ostatních částech soumostí s důrazem na hlavní most přes řeku tvořeným souborem pěti trojkloubových kleneb.

Klíčová slova

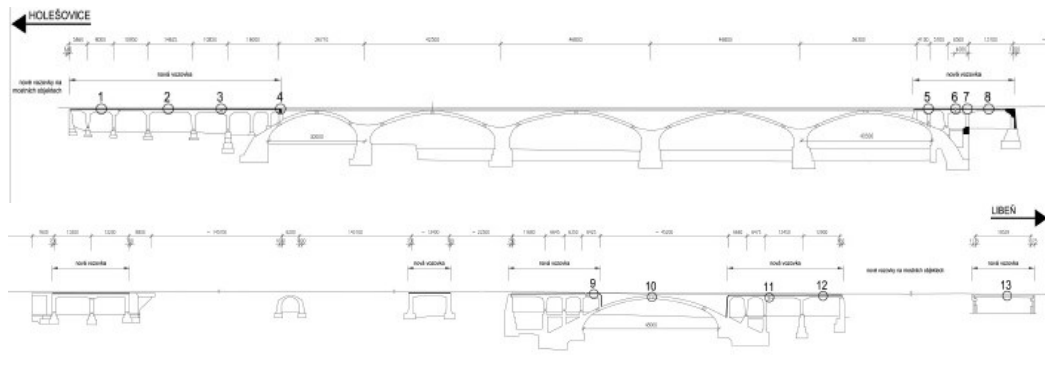
most, klenba, statické a dynamické zkoušky, numerický model

1 Současný stav konstrukce a popis soumostí

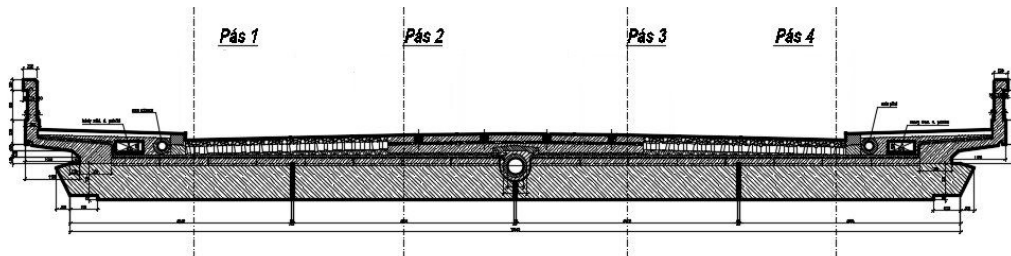
a. Popis soumostí

Soumostí Libeňský most (Obr. 1) je tvořeno souborem mostů s různým konstrukčním uspořádáním. Sdružený silniční a tramvajový most šíře 21 metrů převádí dopravu z Holešovic do Libně. Most přes řeku je tvořen 5 trojkloubovými klenbami z prostého betonu. Na ty navazují z obou stran rámová předmostí. Do soumostí patří také několik rámových mostů, které přemostují komunikace. Předmětem tohoto článku je inundační most tvořený trojkloubovou klenbou s největším rozponem, který je stejně jako hlavní most přes řeku z prostého betonu. Na ten opět navazují rámová předpolí.

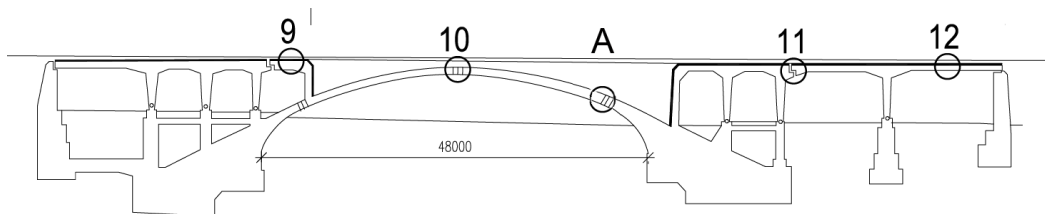
Inundační most (Obr. 2) je trojkloubová klenba překlenující rozpon 48 metrů. Most je příčně rozdělen (Obr. 3) do 4 pasů šířky 4,85 metru. Tloušťka je po délce mostu proměnná – od 0,5 m do 1,1 m. Klouby jsou tvořeny železobetonovými prefabrikáty s vloženou olověnou deskou. Vzhledem k mírné šikmosti mostu jsou klouby zazubeny.



Obr. 1 Soumostí Libeňský most



Obr. 2 Inundační most



Obr. 3 Příčný řez inundačním mostem ve vrcholu klenby

b. Současný stav konstrukce

V současné době představuje pro most největší problém nefunkční hydroizolace a silné zatékání vody do konstrukce. Následkem zatékání dochází k vyluhování pojiva (Obr. 4), korozi výztuže a odpadání krycí vrstvy betonu (Obr. 5) umocněné chloridy ze zimní údržby komunikací a porušení vnějších vrstev mrazem (Obr. 6).



Obr. 4 Výluh pojiva

Obr. 5 Koroze výztuže

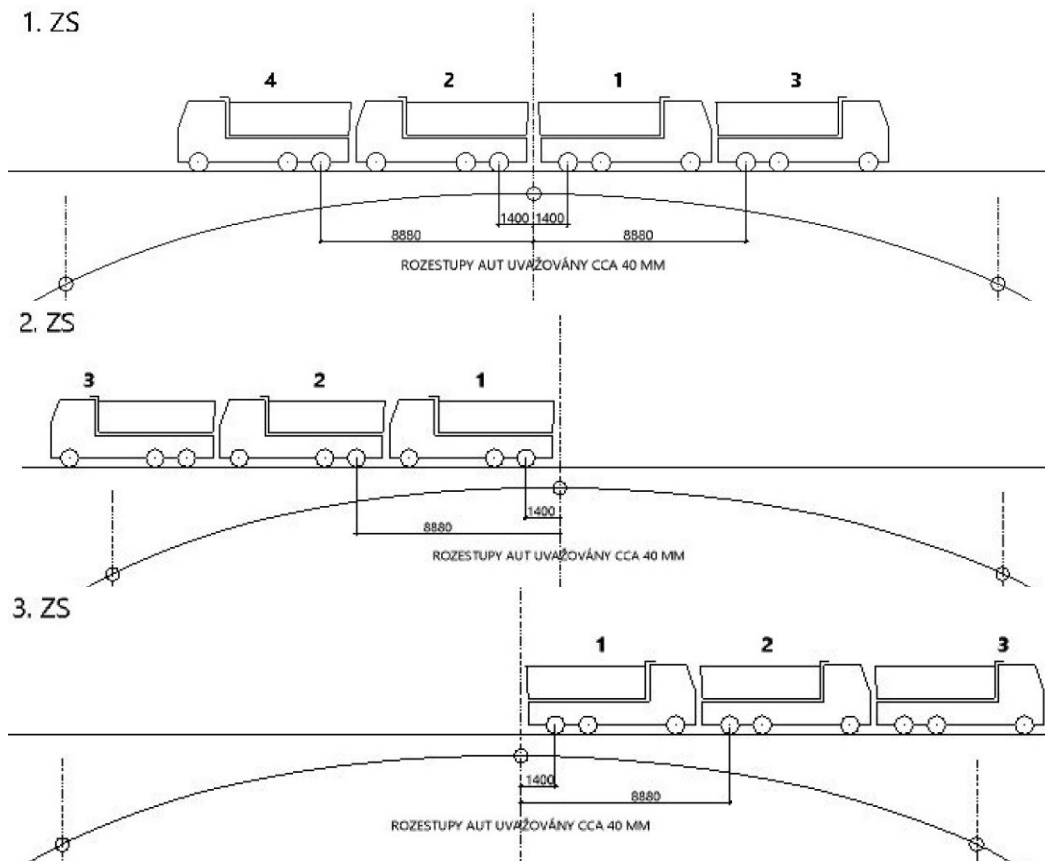
Obr. 6 Poškození mrazem

2 Statická a dynamická zatěžovací zkouška

Pro ověření chování konstrukce bylo navrženo provedení statické a dynamické zatěžovací zkoušky na inundačním mostě. Před návrhem rozmístění a velikosti zatížení použitého pro zkoušky bylo potřeba provést zaměření geometrie konstrukce a provést orientační statický výpočet.

a. Statická zatěžovací zkouška

Na základě zaměřené geometrie byl vytvořen jednoduchý lineární 3D model s využitím skořepiny s proměnnou tloušťkou. Na ten bylo aplikováno zatížení přibližně odpovídající tíze násypu klenby a souvrství vozovky. Dále pak kolové tlaky od použitých vozidel pro zatížení. Pro potřeby statické zatěžovací zkoušky byly navrženy 3 zatěžovací stavy (Obr. 7), které se zopakovaly na každém pasu klenby pro ověření příčného roznosu. První zatěžovací stav byla sestava 4 nákladních automobilů ve vrcholu klenby. Druhý a třetí zatěžovací stav představovala sestava 3 nákladních automobilů vždy na jedné polovině klenby. Pro první zatěžovací stav byly použity čtyřnápravové nákladní automobily Iveco s hmotností 25 t (Obr. 8), pro druhý a třetí zatěžovací stav byly použity třínápravové nákladní automobily Iveco s hmotností 25 t.



Obr. 7 Zatěžovací stavy pro statickou zatěžovací zkoušku



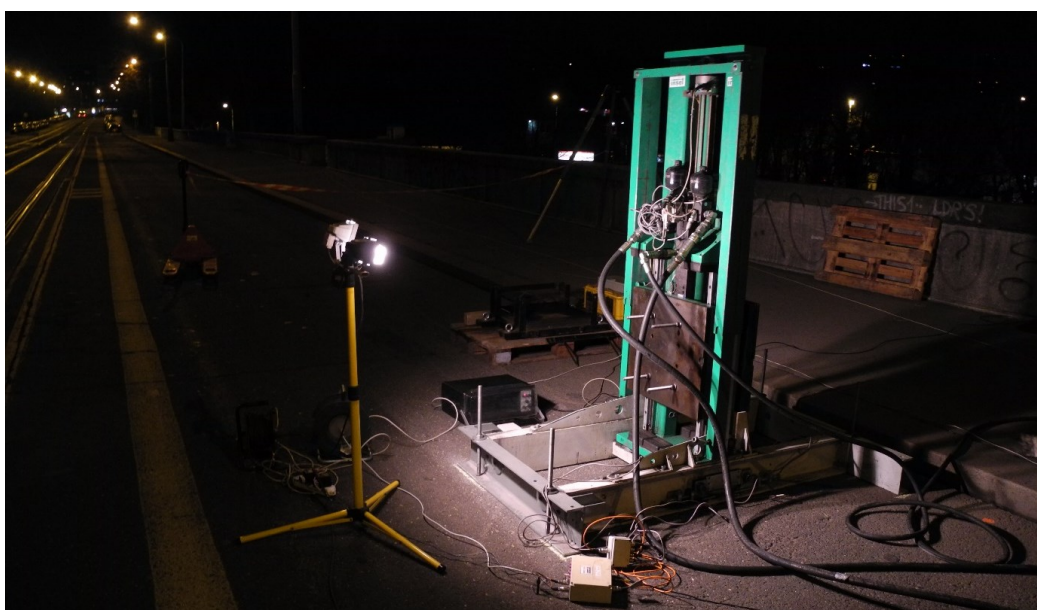
Obr. 8 Sestava čtyřnápravových nákladních automobilů při zkoušce

Zkoušený most vyhověl při statické zatěžovací zkoušce z hlediska trvalých deformací podmínkám ČSN 73 6209 „Zatěžovací zkoušky mostů“ z roku 1996.

Hodnocení mostu na základě čistě experimentálních postupů při statické zatěžovací zkoušce ukazuje, že hlavní nosná konstrukce je zatím funkční. Vzhledem k pokračující degradaci materiálu konstrukce tomu tak ale nemusí být i v budoucnu.

b. Dynamická zatěžovací zkouška

Dynamická zatěžovací zkouška proběhla za buzení hydraulickým budičem (Obr. 9) s harmonickou frekvencí. Budilo se ve dvou polohách na mostě. První poloha byla ve vrcholu klenby, druhá poloha byla ve třetině rozpětí. Budilo se ve svislém i vodorovném směru.



Obr. 9 Umístěný budič kmitání

Hodnocení mostu na základě čistě experimentálních postupů při dynamické zatěžovací zkoušce ukazuje, že hlavní nosná konstrukce je zatím funkční. Vzhledem k pokračující degradaci materiálu konstrukce tomu tak ale nemusí být i v budoucnu.

3 Numerický model konstrukce inundačního mostu

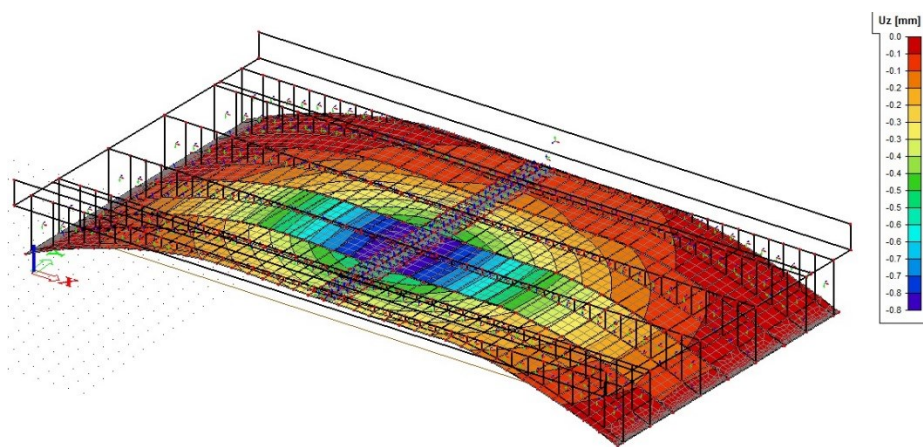
a. Lineární model

Model trojkloubového obloukového mostu byl vytvořen v programu Scia Engineer 15 jako desko-stěnová konstrukce se zazubeným vrcholovým kloubem a zešikmenými klouby patními. Tvar mostu byl modelován na základě zaměření a historických dokumentů.

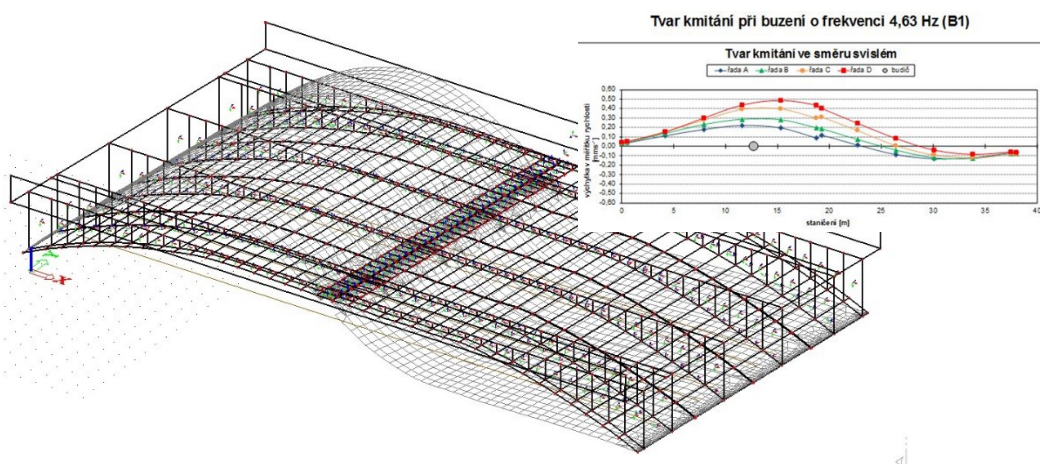
Vzhledem k vyšším průhybům spočteným při přípravě statické zatěžovací zkoušky oproti průhybům naměřeným při jejím provádění bylo nutné upravit tuhost modelu. Tuhost byla zvýšena úpravou modulů pružnosti prvků nesených klenebními pasy, které ovlivňují roznos zatížení a tuhost mostu jako celku. Oproti zjednodušenému modelu pro SZZ byl desko-stěnový model opatřen zazubeným vrcholovým kloubem a šikmými klouby patními. Dále byl vrcholový kloub upraven na pružný pro zvýšení jeho ohybové

tuhosti. Chování modelu se ověřovalo jeho zatížením skutečnou zatěžovací sestavou použitou pro statickou zatěžovací zkoušku pro ověření statických deformací a porovnáním frekvencí odpovídajících prvním čtyřem vlastním tvarům konstrukce mostu spočtených a změřených při dynamické zatěžovací zkoušce.

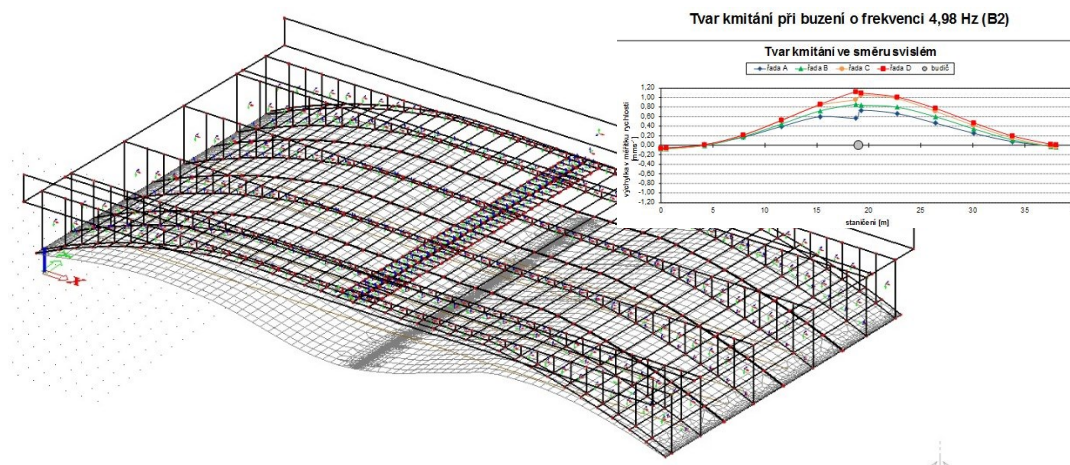
Materiálové charakteristiky pro beton nosné klenby byly převzaty z diagnostické zprávy. Použit byl beton třídy C 16/20 a C 20/25. Materiálové charakteristiky pro násyp, vozovku a zeď vynášející vykonzolovanou část chodníku byly upravovány pro získání odpovídající objemové hmotnosti a tuhosti. Výsledné tuhosti: $E_{\text{násyp}} = 7,5 \text{ GPa}$, $E_{\text{vozovka}} = 10 \text{ GPa}$, $E_{\text{zed}} = 27 \text{ GPa}$. Tuhost středového kloubu byla zvolena 150 MNm/rad na běžný metr.



Obr. 10 Deformace modelu od zatížení zatěžovací sestavou pro zatěžovací stav I použitý při zatěžovací zkoušce (při SZZ průhyb 0,76 mm)



Obr. 11 vlastní tvar kmitání konstrukce, frekvence 4,74 Hz, porovnání s výsledky dynamického měření

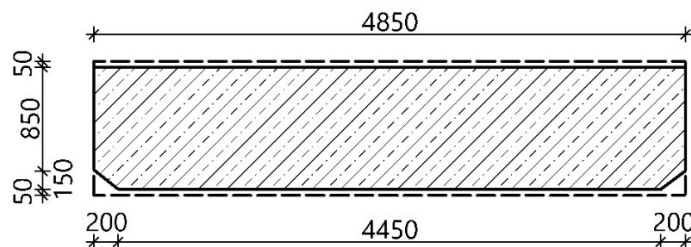


Obr. 12 vlastní tvar kmitání konstrukce, frekvence 5,78 Hz, porovnání s výsledky dynamického měření

i. Zatížení

Most byl zatěžován vlastní tíhou, zatěžovací sestavou LM1 dle EC, zatěžovacími schémata dle ČSN 73 6203 (V_n seskupení I a II, V_r , V_e , Tram), teplotou a kombinacemi skutečných tramvajů.

- Teplotní zatížení bylo uvažováno pouze rovnoměrnou částí a to v charakteristických hodnotách. Od referenčních 10°C ohřátí o $29,6^\circ\text{C}$ a ochlazení o $32,1^\circ\text{C}$ (ochlazení je nepříznivější – vnáší do konstrukce tahové síly).
- Pro kombinace zatížení použité pro vyhodnocení zatížitelnosti konstrukce byly použity součinitelé pro stálé zatížení (vlastní tíha) 1,35. Pro zatížení dopravou výsledný kombinační součinitel 1 + dynamický součinitel 1,08 (dle měření na konstrukci). Pro zatížení teplotou byl uvažován součinitel 1.
- Pro posudky zatížení dle EC 1991-2 byla uvažována kombinace: Vlastní tíha + LM1 + kombinace tramvajů (nejnepříznivější varianta dvou tramvajů typu KT8D5.RN2P) + teplota (ochlazení).
- Pro posudky zatížení dle ČSN 736203 byly uvažovány kombinace: a) Vlastní tíha + V_n I nebo II + normová tramvaj + teplota (ochlazení), b) Vlastní tíha + V_r + teplota, c) Vlastní tíha + V_e + teplota.
- Pro posouzení únosnosti průřezu konstrukce u patního kloubu za prefabrikovanou vložkou byl uvažován oslabený průřez (Obr. 13), který vychází z diagnostikovaného stavu konstrukce. Kritický průřez byl u obloukových pasů uvažován v místě 1 m za kloubem tj. v místě, kde končí prefabrikát z železobetonu C 35/45.
- Variantně bylo počítáno s betony tříd C 16/20 a C 20/25. Zatřídění vychází ze zkoušek uvedených v diagnostické zprávě.
- Posuzován je vždy krajní a střední pás.



Obr. 13 Oslabený průřez dle závěrů diagnostiky

ii. Zatížitelnost

Výpočetní model byl nastaven tak, aby odpovídal výsledkům z reálné statické zatěžovací zkoušky v průhybech (Obr. 10) a výsledkům z dynamického měření pomocí budiče na reálné konstrukci ve vlastních frekvencích a vlastních tvarech kmitání (Obr. 11 a 12). Po tomto nastavení lze další spočtené výsledky považovat za relevantní a odpovídající aktuálnímu stavu konstrukce.

Z výsledků statické analýzy lze odvodit, že zatížitelnost výrazně ovlivňuje působení teplotního zatížení. Použité normové zatížení nevystihuje v dostatečné míře průběhy teplot na konstrukci klenby s přesypávkou. Skutečné průběhy teplot na mostní konstrukci jsou příznivější a lze soudit, že neovlivní tak výrazně zatížitelnost mostu.

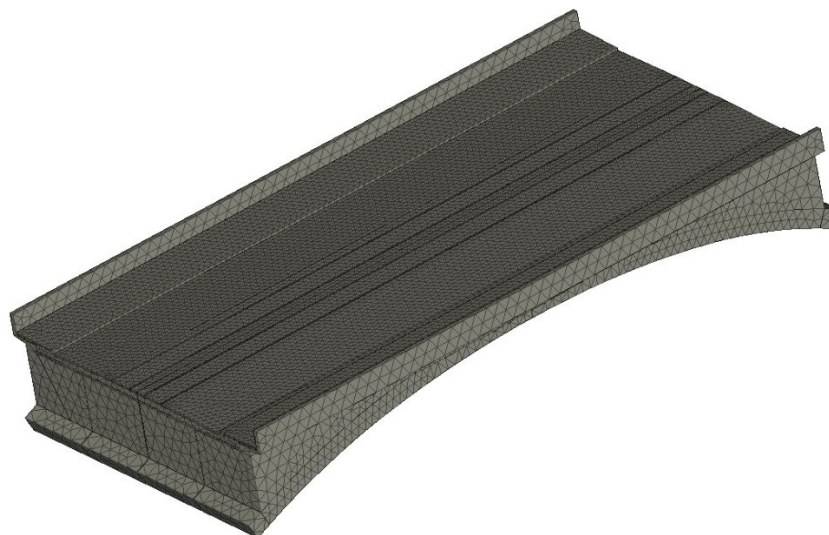
Dle výsledků na posuzovaném průřezu mostu lze říci, že most je schopen přenést veškeré možné zatížení dopravou, které bylo uvažované. Zatížení od skutečných tramvajů se od sebe liší velice málo (rozdíl ve velikosti vnitřních sil se pohyboval v jednotkách procent) a typ použité tramvaje tedy za dané situace není podstatný.

iii. Nelineární model

Model pro nelineární statickou analýzu v programu Atena 3D je složen z objemových makroprvků. Pro zjednodušení byla šikmost mostu zanedbána a model je bez zazubených kloubů. Model je složen s makroprvků tvořících klenebné pásy, nadsyp, zdi vynášející konzolu chodníku, skladbu vozovky, tramvajovou trať a chodník se zábradlím.

Skupina makroprvků tvořících klenebné pásy je definována materiálovým modelem Nonlinear cementitious 2 s materiálovými charakteristikami dle zkoušek betonových vývrtů. Prvky tvořící nadsyp jsou definovány materiálovým modelem Drucker-Prager plasticita s parametry zeminy odpovídající štěrkopísku. Zbylé skupiny jsou definovány materiálovým modelem Elastic isotropic s objemovou hmotností odpovídající příslušnému materiálu (beton, ocel, živice) a tuhostí upravenou pro získání odpovídajících deformací modelu.

Další faktor ovlivňující deformace modelu byly spoje makroprvků simulujících klouby. U těchto spojů bylo standardní pevné spojení nahrazeno přechodovým prvkem, který počítá se součinitelem tření mezi materiály, tečnou a normálovou tuhostí styku. Tyto tři parametry byly postupně iteračním procesem upravovány pro získání potřebných deformací a zároveň zachování funkčnosti celého modelu.



Obr. 14 Model mostu pro nelineární analýzu

iv. Zatížení

Model pro nelineární analýzu byl zatěžován vlastní tíhou konstrukce, sestavou zatížení silničním provozem dle EC 1991-2 - model LM1 a tramvajemi – na obou kolejiích vozidlo KT8D5.RN2P a teplotou.

v. Zatížitelnost

Z výsledků nelineární analýzy vyplývá, že při namáhání konstrukce vlastní tíhou a zatížením od dopravy na konstrukci nevznikají tahová napětí a výslednice vnitřních sil se drží v jádře průřezu (konstrukce je celá tlačaná). Z toho se dá usuzovat, že klouby na konstrukci jsou funkční a svou tuhostí nezpůsobují vznik momentového namáhání jako v případě lineárního modelu. U vrcholového kloubu to potvrzují i simulace zatížení konstrukce teplotou. V případě modelování přenosu tahových namáhání vrcholovým kloubem v modelu dochází ke vzniku trhlin značných šířek. Tyto projevy se však na konstrukci za dobu její životnosti neprojevily. Na reálné konstrukci je zamezení vzniku tahových sil umožněn vodorovným posunem právě uspořádáním a funkcí vrcholového kloubu. To také potvrzují měření při statické zatěžovací zkoušce a měření teplot.

4 Závěr

Provedení geometrického zaměření, statických a dynamických zatěžovacích zkoušek a měření teploty mělo zásadní význam pro správný výpočetní model konstrukce a pro extrapolaci chování konstrukce při skutečném a normovém zatížení. Na základě těchto výpočtů pak byla stanovena zatížitelnost obloukové konstrukce.

Ze statických a dynamických měření lze usuzovat na funkčnost kloubů. Z těchto provedených měření a z výsledků nelineárních výpočtů lze vyloučit vznik nadměrných momentových namáhání v oblasti kloubů.

Zatížitelnost obloukové konstrukce posouzená dle platné EN 1991-2 zahrnující kromě vlastní hmotnosti a dopravy také vliv teploty lze hodnotit takto:

- Konstrukce oblouku uvažovaná jako neoslabená degradací přenesse 100% zatížení vozidly LM1 a 100% zatížení od skutečných tramvají při uvažování třídy betonu C 16/20 i C 20/25.

- U konstrukce oblouku uvažovaná jako oslabeného degradací a uvažování betonu C 16/20 je kritický průřez využit na 107 %. Zpřesněný nelineární výpočet (programem ATENA) ukázal významně menší momentové namáhání v kritickém průřezu. Po vyhodnocení výsledků obou postupů analýz (lineární a nelineární) lze konstatovat, že z hlediska zatížení všemi vlivy je kritický průřez využit na své hranici a je nutno provést patřičná dopravní opatření.

Literatura

- 1 Tej, Petr; Kolísko, Jiří; Vacek, Vítězslav; Bouška, Petr: LIBEŇSKÝ MOST, PRAHA 7 A 8, Č. A. 999 984. Analýza a posouzení současného technického stavu soumostí a možností oprav či výstavby nového mostu na základě předložených diagnostických prohlídek a projektové dokumentace. Kloknerův ústav, Česká republika, 2015. 115 s. Expertní zpráva.
- 2 Tej, Petr; Kolísko, Jiří; Kněž, Petr; Bouška, Petr: LIBEŇSKÝ MOST, PRAHA 7 A 8 Inundační most X-656 - klenba KL 6 a přilehlé rámové konstrukce. Kloknerův ústav, Česká republika, 2016. 28 s. Expertní zpráva.

Ing. Petr Kněž
Kloknerův ústav, ČVUT v Praze,
Šolínova 7, 166 08 Praha 6
244 353 522
petr.knez@cvut.cz
www.klok.cvut.cz

Ing. Petr Tej
Kloknerův ústav, ČVUT v Praze,
Šolínova 7, 166 08 Praha 6
244 353 522
petr.tej@cvut.cz
www.klok.cvut.cz

RELATIVNÍ VLHKOST A TEPELNÉ ZTRÁTY V OSTĚNÍ DVOJITÝCH OKEN

RELATIVE HUMIDITY AND HEAT LOSSES IN THE REVEAL OF DOUBLE WINDOW

Lucie Kudrnáčová

Kloknerův ústav, ČVUT v Praze

Abstrakt

Článek se zabývá problematikou dvojitých oken. Zaměřuje se na sledování relativní vlhkosti a tepelných ztrát v okolí konstrukce. Výsledky vycházejí jednak z modelových výpočtů v 2D programu, tak z dlouhodobého měření na konkrétní konstrukci dvojitého okna. Modelové výpočty byly prováděny u stávajícího okna s dvojsklem na vnitřní straně, respektive s dvojsklem na vnější straně. Článek navazuje na předešlé články o problematice dvojitého okna.

Klíčová slova

dvojité okno, relativní vlhkost, tepelné ztráty

1 Úvod

V současné době je řešení problematiky výměny či náhrady původních dvojitých oken ze začátku 20. století velmi častý jev. Okna po více jak sto letech nevyhovují jednak z funkčního hlediska, stavu dřevěných částí okna, tepelných ztrát či akustických požadavků. Nevyhovují také současným požadavkům na mikroklima v interiéru. Často jsou totiž místnosti, ve kterých se nachází dvojitá okna vytápěna na mnohem vyšší teploty či jsou zatěžována mnohem vyšší vlhkostí z provozu kuchyní či koupelen, než tomu bylo před sto lety.

Rekonstrukce dvojitého okna se může provádět různými způsoby: repasí stávajících dvojitých oken, výměnou vnějšího křídla respektive vnitřního křídla s jednoduchým sklem za dvojité sklo či celkovým nahrazením dvojitého okna za jednoduché okno. Při návrhu rekonstrukce oken je nutné brát v potaz tyto hlediska: posouzení prostupu tepla, světla, akustiky či použití funkčních prvků okna atd. Většina těchto posouzení se týká především samotné konstrukce okna. Součástí návrhu okna by mělo být tepelné technické posouzení okolních konstrukcí okna, zda nebude v případě provedení výměny docházet ke kondenzaci či výskytu vlhkostních problémů především na vnitřních površích zdí v interiéru v těchto oblastech. Jedná se především o oblast ostění, nadpraží a parapetní část okna.

Článek se zaměřuje na sledování relativní vlhkosti a tepelných ztrát v okolí konstrukce ostění dvojitého okna. Modelové výpočty jsou doplněny údaji z dlouhodobého monitoringu konstrukce stávajícího dvojitého okna.

Definice

Tepelný most: část dané stavební konstrukce, kde se její tepelný odpor místně významně mění: a) úplným nebo částečným průnikem stavební konstrukce nebo vrstvy materiálu s odlišnou tepelnou vodivostí (konstrukce je tepelně nestejnorodá), nebo stavební konstrukce obsahuje alespoň jednu nestejnorodou vrstvu

b) změnou tloušťek vrstev stavební konstrukce

c) rozdílem mezi vnitřními a vnějšími plochami stavební konstrukce, např. výztužnými žebry

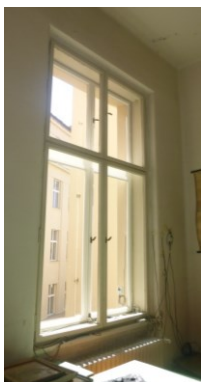
Tepelný tok (tepelná ztráta) Φ [W]: Množství tepla, které proudí do nebo ze systému (prostoru) za jednotku času. Zahrnuje všechny složky šíření tepla.

Hustota tepelného toku Q [W/m]: Hustota tepelného toku z daného prostředí, hodnota je vztažena na 1m délky tepelného mostu.

Součinitel prostupu tepla výplně otvoru U [W/m²K]: Celková výměna tepla v ustáleném stavu mezi dvěma prostředími vzájemně oddělenými stavební konstrukcí o tepelném odporu R .

2 Popis řezu ostění u dvojitého okna

Sledované dvojité okno se nachází v Praze v budově z dvacátých let 20. století. Okno je umístěno na jihozápadní fasádě v 1. nadzemním podlaží. Okno je osluněno v období od konce března až polovina září. Ve zbylém období je okno zastíněno okolními budovami. Jedná se o dvojité dvoukřídlé dovnitř otvírané okno s jednoduchým zasklením na vnitřním, respektive vnějším křídle. Vnější rozměr okna (v interiéru) je 1750 x 2990 mm. Tloušťka obvodové zdi (plná cihla) včetně omítky vnitřní a vnější je 626 mm. Vnější konstrukce okna je umístěna 175 mm od vnějšího líce zdiva. Vnitřní konstrukce dvojitého okna je umístěna 100 mm od vnitřního líce zdi v interiéru (včetně omítky). Vzdálenost mezi skleněnými tabulemi (o tl. 4 mm) je 217 mm. Špaleta (dřevěné deštění) má hloubku 195 mm. Na obr. 1 a 2 je vyobrazeno předmětné dvojité okno.



Obr. 1 Pohled na dvojitě okno z interiéru



Obr. 2 Detail špalety dvojitě okna

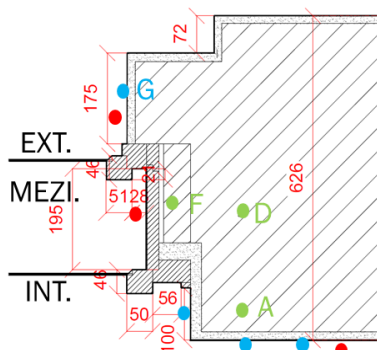
3 Měření

a. Způsob měření

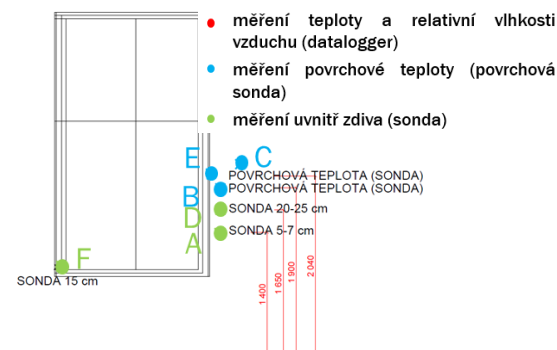
Oblast konstrukce ostění okna byla osazena datalogery a teplotními sondami. Datalogery měřící a zaznamenávající teplotu a relativní vlhkost vzduchu v zadaném intervalu (1 hodina) byly umístěny v exteriéru, v prostoru mezi dvěma křídly okna a v interiéru. K datalogerům byly připojeny sondy měřící povrchovou teplotu a sondy měřící teplotu okolí. Sondy byly jednak umístěny na povrchu stěny v interiéru (sonda B a E) a povrchu fasády v exteriéru (sonda G), tak do předem připravených otvorů ve stěně (sonda A a D). Povrchové sondy byly umístěny v interiéru na povrch obvodové stěny ve vzdálenosti 10cm od líce stěny okna a dále v těsné blízkosti ostění okna (tzn. 5cm) kolmo od vnitřního křídla okna. Na obr. 3 a obr. 4 je zobrazeno umístění čidel a datalogerů.

b. Podmínky měření

Okno bylo měřeno za podmínek běžného kancelářského prostředí a během měření se používalo k větrání místnosti. Ke konci měřeného období od začátku dubna je měření ovlivněno slunečním zářením. Oslunění je v patrné v grafech od cca začátku dubna.



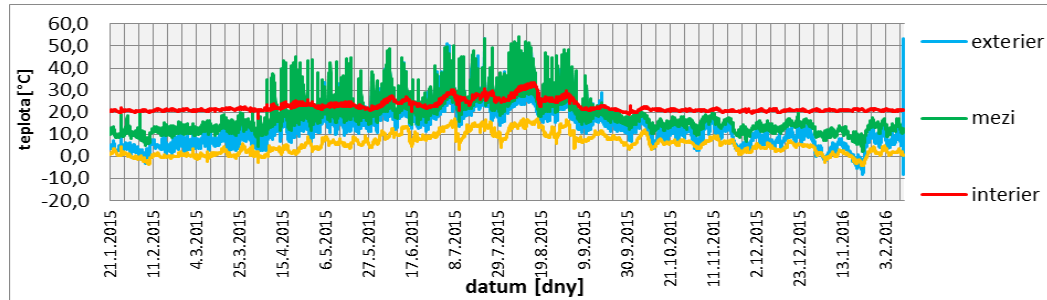
Obr. 3 Detail konstrukce ostění dvojitě okna se sondami



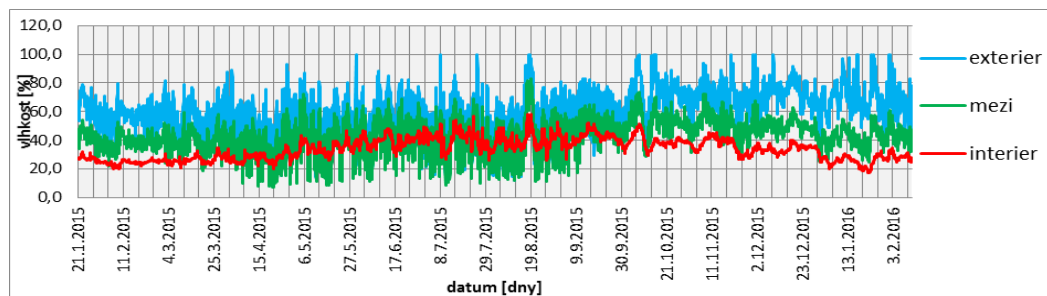
Obr. 4 Pohled na měřené okno, umístění sond

c. Data z měření

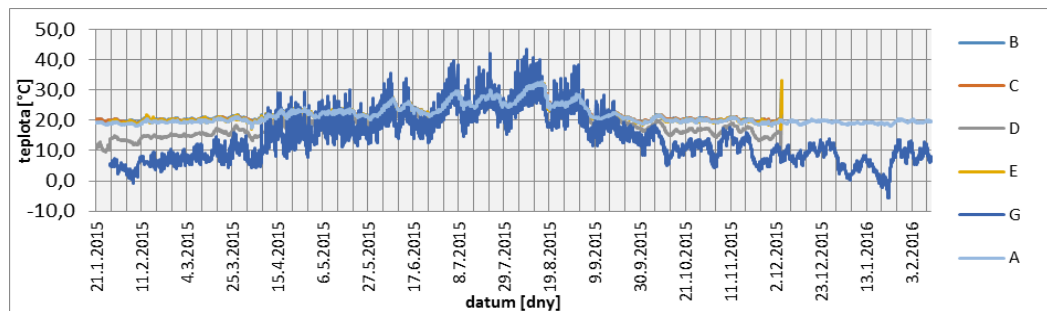
V následujících grafech (obr. 5 až obr. 7) jsou zobrazeny naměřené veličiny ze sledovaného období.



Obr. 5 Průběhy teplot vzduchu naměřených během sledovaného období (leden 2015 - únor 2016)



Obr.6 Průběhy relativních vlhkostí vzduchu naměřených během sledovaného období (leden 2015 - únor 2016)



Obr. 7 Průběhy naměřených povrchových teplot a teplot uvnitř konstrukce během sledovaného období (leden 2015 - únor 2016)

4 Modelové výpočty

a. Úvod

V rámci modelových výpočtů bylo uvažováno jednak s použitím dvojskla namísto jednoduchého skla na vnitřním křídle okna, respektive na vnějším křídle okna. Rozměry rámu oken byly zachovány.

i. Modelový návrh dvojitého okna s dvojsklem na vnitřním křídle (směrem k interiéru)

Ve vnitřním rámu je modelově osazeno dvojsklo ($U=1,1 \text{ W/m}^2\text{K}$). Rozměry a proporce rámu okna byly ponechány. Vzdálenost mezi dvojsklem na vnitřním křídle okna a sklem ve vnějším křídle okna je 200 mm.

ii. Modelový návrh dvojitého okna s dvojsklem na vnějším křídle (směrem k exteriéru)

Ve vnějším rámu okna je modelově osazeno dvojsklo ($U=1,1 \text{ W/m}^2\text{K}$). Rozměry a proporce rámu okna byly ponechány. Vzdálenost mezi dvojsklem na vnitřním křídle okna a sklem ve vnějším křídle okna je 200 mm.

iii. Poznámka

Rámy okna a zasklení byly vymodelovány pomocí zjednodušeného modelu, jelikož cílem výpočtů bylo zjištění umístění tepelných mostů v ostění detailu. Zjednodušené zadání modelu u konstrukce okna je v tomto případě možné. Výpočty byly provedeny za těchto návrhových okrajových podmínek: exteriér -13°C , 84% (Praha) a interiér 20°C , 50% (kancelář). Kondenzace vodní páry při těchto interiérových podmínkách probíhá při teplotách $9,3^\circ\text{C}$ a nižší. K výskytu plísní dochází při těchto interiérových podmínkách při teplotě $9,4\text{-}12,6^\circ\text{C}$. (viz značené izotermy).

b. Modelové výpočty relativní vlhkosti v předmětném detailu

Modelový výpočet byl hodnocen jednak z průběhu povrchových relativních vlhkostí v interiéru, tak z porovnání průběhu relativních vlhkostí po detailu v případě jiného rozmístění dvojskel.

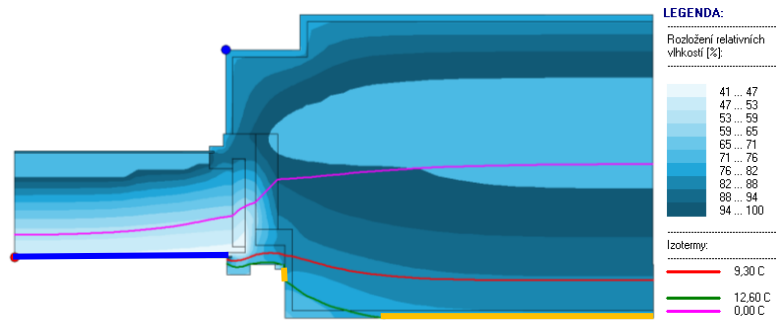
Ve všech případech (obr.–obr.10) jsou patrné oblasti povrchů zdi v interiéru, které leží při návrhových extrémních podmínkách v oblasti vzniku plísní (povrch v interiéru, označeno žlutým zvýrazněním).

V případě stávajícího dvojitého okna s jednoduchým zasklením na vnitřním a vnějším křídle okna dochází ke kondenzaci vodní páry v interiéru na povrchu zasklení. Taktéž na dochází ke kondenzaci vodních par na zasklení vnějšího křídla okna v prostoru špalety. (na povrchu v interiéru 100% relativní vlhkost, označeno modrou barvou). Část ostění u vnitřního křídla okna leží v oblasti vzniku plísní. (Oblast nad 80% relativní vlhkostí povrchu při teplotě $12,6^\circ\text{C}$, označeno žlutou barvou).

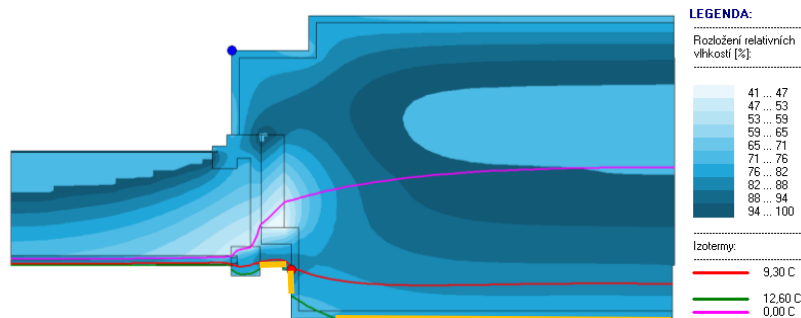
V případě umístění dvojskla na vnitřním křídle okna je zde patrný výskyt 100% relativní vlhkosti v oblasti špalety, tudíž za těchto podmínek dochází ke kondenzaci vodní páry na zasklení vnějšího křídla okna. Oproti stávajícímu dvojitému oknu se mírně zvětšila oblast ostění u vnitřního křídla okna, jež leží v oblasti vzniku plísní. (Oblast nad 80% relativní vlhkostí povrchu při teplotě $12,6^\circ\text{C}$, označeno žlutou barvou). V této oblasti se nachází též vnitřní rám křídla okna.

Při umístění dvojskla na vnějším křídle okna je patrné výrazné snížení relativní vlhkosti v prostoru mezi křídly okna (v oblasti špalety). Hlavní bariérou mezi interiérovým prostředím a exteriérovými teplotami je v tomto případě dvojsklo, které odděluje prostředí interiéru a exteriéru a výrazně zvyšuje teplotu a s tím klesající relativní vlhkost mezi křídly oken oproti předchozím variantám. Na obr. 11 je zobrazeno stávající dvojitě okno za minimálních naměřených podmínek dosažených během měření

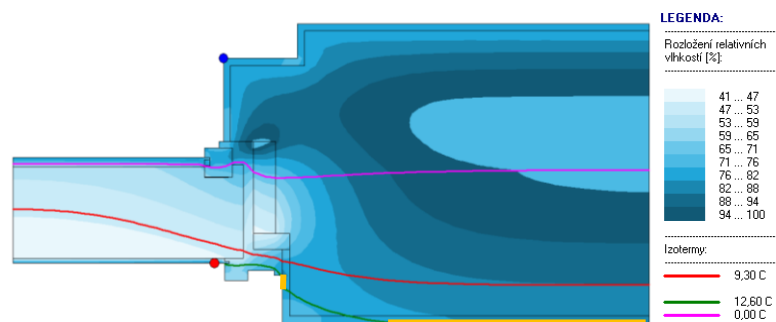
ze dne 23. 1. 2016. Za těchto podmínek dle modelového výpočtu nedochází ke kondenzaci vodní páry na povrchu v interiéru.



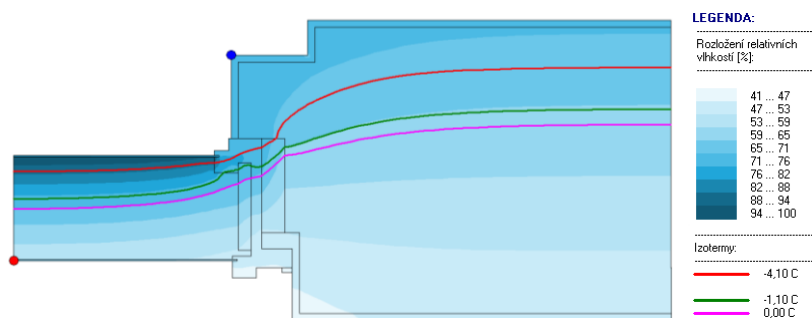
Obr. 8 Stávající okno, průběh relativních vlhkostí



Obr. 9 Dvojité okno s dvojsklem na vnitřní straně, průběh relativních vlhkostí



Obr. 10 Dvojité okno s dvojsklem na vnější straně, průběh relativních vlhkostí



Obr. 11 Stávající okno minimální podmínky během měření ze dne 23.1.2016

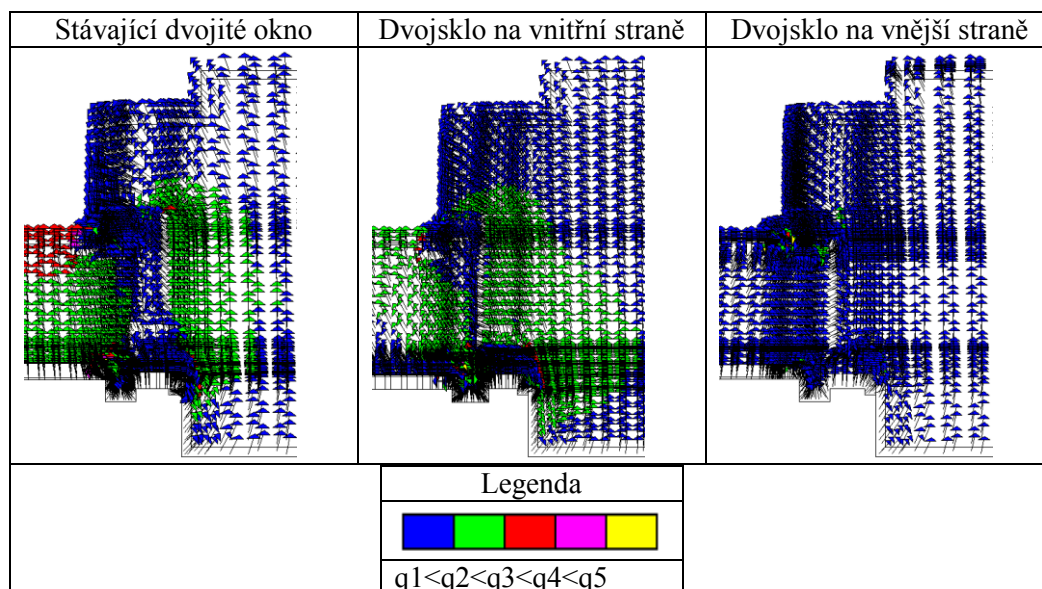
c. Modelové výpočty – tepelné ztráty

Na obr. 12 (a,b,c) jsou zobrazené detaily s hustotami tepelných toků jednotlivých typů dvojitých oken. Z obrázku je patrné rozložení tepelných toků, tzn. kde jsou v detailu největší tepelné mosty (viz legenda). V případě původního dvojitého okna (detail a) jsou patrné největší tepelné toky u vnějšího zasklení (červená barva), další zvýšené tepelné toky, to znamená místa, kde dochází k větším teplotním ztrátám oproti ostatním oblastem je označena zelenou barvou. V této oblasti dochází ke zvýšené ztrátě tepla, tzn. jedná se o tepelný most.

V případě umístění dvojskla na vnitřní straně (obr.12b) je patrná zvětšující se plocha v oblasti tepelného mostu (zelená barva) od interiéru. Dvojsklo na vnitřním křídle dvojitého okna lépe izoluje, tudíž teplo z místnosti odchází jiným oslabeným místem, tzn. v tomto případě jsou zvýšené tepelné toky v oblasti ostění okna, ve zdivu. Dále je patrný zvětšený tepelný most v oblasti mezi vnitřním rámem okna a zasklení a vnějším sklem (opět zelené tepelné toky).

V případě použití dvojskla na vnější straně jsou tepelné toky v detailu rovnoměrnější a největší tepelné mosty jsou patrné mezi vnitřním rámem a dvojsklem. (komplikovaný detail). Drobný tepelný most je patrný u rámu vnitřního křídla okna.

V tabulce 1 jsou shrnuty minimální povrchové teploty v interiéru. Celkový tepelný tok v případě detailu stávajícího okna je 61,1 W/m. U oken s dvojskly se pohybuje obdobně okolo 44 W/m, tzn., rozdíl je okolo 17 W/m (1,4 krát menší tepelný tok).



Obr. č.12 a,b,c Detail ostění dvojitého okna v jednotlivých variantách s vyobrazenými hustotami tepelnými toky

Tabulka č.1 Minimální povrchové teploty v interiéru (pozn. Q měřeno celý detail)

	Minimální povrchová teplota zdi [°C]	Minimální povrchová teplota zasklení [°C]	Q [W/m] hustota tepelného toku z daného prostředí
Dvojité okno (stávající)	11,8	2,8	61,1
Vnitřní dvojsklo	9,7	11,4	44,3
Vnější dvojsklo	11,4	10,8	44,0

5 Závěr

Závěrem je uvedeno shrnutí z dlouhodobého měření detailu ostění dvojitého okna. V rámci dlouhodobého měření nepoklesla povrchová teplota v měřených místech na povrchu zdiva v interiéru k hodnotě rosného bodu, tudíž v celém měřeném období nebyla konstrukce vystavena riziku rosného bodu. Nejnižší povrchová teplota zdi v interiéru byla naměřena v bodě E a jedná se o hodnotu 17,1 °C při teplotě interiéru 17,2°C, relativní vlhkosti 25%. Teplota rosného bodu je pro tyto interiérové podmínky: -3 °C a 80 % riziko vzniku plísní nastává při povrchové teplotě při 0,1 °C. Povrchová teplota v bodě B se průměrně pohybuje okolo 22,4 °C. Průměrná teplota v bodě A (v hloubce 6cm od povrchu zdiva v interiéru) se pohybuje v měřeném období okolo 21,6 °C. Teplota v bodě D (v hloubce 22 cm) se pohybuje průměrně okolo 19,6 °C. Na konci období (začátek dubna) začaly být měřené hodnoty v denním období ovlivňované slunečním zářením dopadajícím na okno.

Závěry z průběhu teploty v interiéru: V detailech byly vyznačeny kritické izotermy, pro interiéru s hodnotami 20 °C, 50%, to jsou tyto teploty: 12,6 °C (hranice vzniku

plísni)

a 9,3 °C pro kondenzaci vodní páry. Pokud tyto izotermy prochází z konstrukce na vnitřní povrch zdí, rámu oken či eventuálně zasklení, dochází ke zmíněným jevům.

Ve všech detailech bude při extrémních minimálních návrhových podmínkách docházet ke vzniku plísni. (viz hranice zelené izotermy). V případě varianty 2 (dvojsklo na vnitřním křídle okna) bude oblast plísni mírně zvětšená. (viz obr. 9). U původního okna dochází ke kondenzaci vodních par na zasklení okna. U varianty dvojskla na vnitřním křídle je patrný průběh kritických izoterm v konstrukci vlastního dvojskla okna, tzn. prostor špalety (mezi oběma zaskleními) je při extrémních podmínkách pod bodem mrazu. V případě varianty s dvojsklem na vnějším křídle okna probíhá hranice 0 °C ve vnějším křídle okna, tudíž prostor mezi okny není vystaven mrazu.

Závěry z průběhu hustota tepelných toků v konstrukci: Na obr. 12 a,b,c jsou zobrazeny detaily jednotlivých konstrukcí dvojitých oken. Na obrázcích jsou patrné jednak směry, tak také velikosti tepelných toků. Poměry velikostí hustot tepelných toků jsou zobrazeny v legendě (modrá až žlutá barva). Tepelné mosty jsou zobrazeny pomocí vyšších hustot tepelných toků v oblasti detailu (převážně zelená a červená barva). To znamená je zde patrný rozdíl mezi použitím dvojskla na vnějším křídle okna a použitím dvojskla na vnitřním křídle oka a původním oknem. Dvojsklo umístěné na vnějším křídle okna má rovnoměrnější rozmístění hustot tepelných toků. Na zbylých detailech jsou ovšem patrnější oslabená místa (tepelné mosty). Celkový tepelný tok v případě detailu stávajícího okna je 61,1 W/m. U oken s dvojskly se pohybuje obdobně okolo 44 W/m, tzn., rozdíl je okolo 17 W/m (1,4 krát menší tepelný tok). Z pohledu tepelných ztrát a rozložení teplot v detailu ostění dvojitěho okna vychází lépe umístění dvojskla na vnějším křídle dvojitěho okna.

Poděkování

Článek byl vytvořen za finanční podpory SGS15/175/OHK1/2T/31.

Literatura

- [1] Kolektiv autorů Obnova okenních výplní a výkladců, kolektiv autorů Praha : Národní památkový ústav, 2010 ISBN 978-80-87 104-57-3
- [2] ČSN EN ISO 10077-1 Tepelné chování oken, dveří a okenic – Výpočet součinitele prostupu tepla – část 1: Všeobecně
- [3] ČSN EN ISO 10077-2 Tepelné chování oken, dveří a okenic – Výpočet součinitele prostupu tepla – Část 2: Výpočtová metoda pro rámy
- [4] ČSN 73 0540-2 Tepelná ochrana budov - část 2: Požadavky
- [5] ČSN 73 0540-3 Tepelná ochrana budov - část 3: Návrhové hodnoty veličin
- [6] KUDRNÁČOVÁ, Lucie.; BALÍK, L. Tepelně-vlhkostní analýza v oblasti ostění dvojitěho dřevěného okna In CONSTRUMAT 2015, Brno, 2015 ISBN 978-80-214-5205-3
- [7] KUDRNÁČOVÁ, Lucie.; BALÍK, L. Sledování vlhkostních parametrů u konstrukce dvojitěho okna a jejich následná aplikace pro návrhy oken v modelovém výpočtu In Sanace a rekonstrukce staveb WTA 2015, Praha, 2015 ISBN 978-80-02-02631-0

- [8] KUDRNÁČOVÁ, Lucie. Sledování teploty a relativní vlhkosti v oblasti ostění dvojitého okna pomocí 3 metod In Sborník abstraktů konference Juniorstav 2016 Brno, 2016 ISBN 978-80-214-5311-1
- [9] KUDRNÁČOVÁ, Lucie. Tepelné ztráty v ostění dvojitých oken. In *CONSTRUMAT 2016* Praha, 2016. ISBN 978-80-87 104-58-3

Ing. Lucie Kudrnáčová
Kloknerův ústav, ČVUT v Praze,
Šolínova 7, 166 08 Praha 6
244 353 522
lucie.kudrnacova@cvut.cz
www.klok.cvut.cz

VLIV RYCHLOSTI ZATĚŽOVÁNÍ NA PORUŠENÍ BETONU: NUMERICKÁ STUDIE VYUŽÍVAJÍCÍ DISKRÉTNÍ MODEL

STRAIN RATE EFFECT IN CONCRETE FRACTURE: NUMERICAL STUDY USING DISCRETE MODEL

Josef Květoň, Jan Eliáš

Ústav STM, Fakulta stavební, VUT v Brně

Abstrakt

Pro modelování nelineárního chování heterogenních materiálů jako např. beton jsou s výhodou využívány meso-úrovňové částicové modely, kde je materiál reprezentován soustavou propojených diskretních prvků. Příspěvek představuje takovýto model využitý pro dynamickou simulaci tahového porušení betonu. Model ve shodě s experimenty předpovídá zvyšující se únosnost těles při narůstající rychlosti zatěžování. Toho je dosaženo pouze pomocí setrvačného efektu, bez jakýchkoliv úprav konstitutivního zákona. Ten je formulován zcela nezávisle na rychlosti přetváření.

Klíčová slova

diskretní model, porušení betonu, dynamika, rychlost přetváření

1 Úvod

Pro simulace chování heterogenních materiálů jsou s výhodou využívány diskretní meso-úrovňové modely, kde je materiál reprezentován soustavou propojených diskretních částic. Podle charakteru řešené soustavy rovnic se dělí na statické a dynamické, které se dále dělí na explicitní a implicitní. Příspěvek představuje částicový model využívající k výpočtům dynamickou implicitní Newmarkovu metodu.

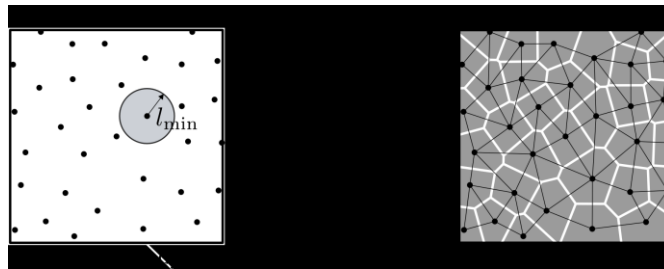
Podobné dynamické částicové modely jsou známy z literatury [4], ale ve všech je časově závislá odezva řešena explicitně. Explicitní řešení je vhodné pro velmi rychlé děje jako jsou například průstřely. Pro řešení delších časových intervalů, například při odezvě konstrukcí na zemětřesení, je explicitní řešení nevhodné, zejména pro výpočtovou náročnost kvůli nutnosti řešit velké množství velmi malých časových kroků, abychom zaručili stabilitu řešení. Oproti tomu, implicitní řešení je nepodmíněně stabilní a délka časového kroku je omezena pouze požadavkem na přesnost řešení. Jeho nevýhodou je ovšem nutnost hledání řešení soustavy nelineárních rovnic pomocí iteračního řešiče.

Článek představuje vyvíjený diskretní model založený na implicitním řešiči a výsledky s ním získané. Prozatím se aplikace omezuje na jednodušší úlohy, na kterých je testována funkčnost modelu.

2 Diskretní model

Jak pojmenování modelu napovídá, struktura materiálu je reprezentována diskretními částicemi. Tyto dokonale tuhé částice, nesoucí tři translační a tři rotační stupně volnosti, jsou vzájemně propojeny vazbami. Vazby nesou konstitutivní rovnice modelu.

Geometrie modelu je náhodná. Tvorba této geometrie je zobrazena na Obr. 1. Nejprve jsou do prostoru tělesa postupně přidávány body s náhodnou polohou. Při tom je omezena jejich vzájemná vzdálenost. Toto omezení vytváří délkové měřítko modelu a mělo by odpovídat skutečné velikosti heterogenit v materiálu. Tvar zrn je určen Voroného teselací a konektivita mezi částicemi Delaunayho triangulací.



Obr. 1 Tvorba náhodné geometrie modelu a propojení diskretních částic – rovinné zjednodušení.

a. Lineárně – elastické chování

Elastická část materiálového zákona je řízena dvěma parametry – meso-úrovňovým elastickým modulem E_N a bezrozměrným součinitelem α . Tento součinitel určuje poměr tuhosti v normálovém a tečném směru

$$E_T = \alpha E_N \quad (1)$$

Vzájemná interakce mezi částicemi se děje na kontaktních plochách částic. Nejprve je pomocí posunů a rotací částic vypočtena nespojitost na kontaktu. Normálové (ε_N) a smykové ($\varepsilon_M, \varepsilon_L$) přetvoření je podíl této nespojitosti a délky kontaktu. Napětí na kontaktech je pak dáno následujícími vztahy

$$\sigma_N = E_N \varepsilon_N \quad (2)$$

$$\sigma_{M,L} = E_T \varepsilon_{M,L} \quad (3)$$

Pomocí principu virtuálních prací je možné odvodit vztah mezi makroskopickým elastickým modulem, E , a Poissonovým číslem, ν , materiálu [3, 4, 11].

$$E_N = \frac{1}{1-\nu} E \quad (4)$$

$$\alpha = \frac{1-4\nu}{1+\nu} \quad (5)$$

Ze vztahů (4) a (5) je patrné omezení modelu pro materiály mající součinitel příčné kontrakce $\nu \in \langle -1, 0.25 \rangle$. Pokud bychom uvažovali Poissonovo číslo s hodnotou větší než 0.25, z rovnice (1) bychom získali negativní smykovou tuhost. Beton má Poissonovo číslo přibližně 0.2, takže toto omezení nijak nelimituje použití modelu pro simulace jeho porušení.

b. Nelineární oblast – model porušení

Konstitutivní vztahy popsané v předchozí podkapitole platí pouze pro elastickou oblast chování modelu. Nelineární chování modelu je převzato z [4]. Citovaný model byl dále rozšířen v člancích [5, 6]. Jedná se o jeden z nejrobustnějších modelů betonu.

Použitá verze modelu je založena na mechanice poškození. Každému kontaktu je přiřazen jeden parametr poškození, $\omega \in \langle 0, 1 \rangle$. Rovnice (2-3) jsou poté změněny na

$$\sigma_N = (1 - \omega) E_N \varepsilon_N \quad (6)$$

$$\sigma_{M,L} = (1 - \omega) E_T \varepsilon_{M,L} \quad (7)$$

Vývoj parametru poškození je poměrně složitý a je řízen maximálním dosaženým ekvivalentním poměrným přetvořením. Zájemce o detailní popis modelu odkazujeme na článek [4]. Veškeré konstitutivní rovnice jsou nezávislé na rychlosti deformace.

3 Pohybové rovnice – dynamika

Časově závislé chování je určeno diferenciální rovnicí

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}(t)\mathbf{u}(t) = \mathbf{F}(t) \quad (8)$$

kde \mathbf{M} , \mathbf{C} a \mathbf{K} jsou matice setrvačnosti, tlumení a tuhosti, \mathbf{F} je vektor zatížení a \mathbf{u} , $\dot{\mathbf{u}}$ a $\ddot{\mathbf{u}}$ jsou vektory posunů, rychlostí a zrychlení. Matice tuhosti je v neelastické oblasti závislá na čase. K řešení této diferenciální rovnice se využívá časová diskretizace s krokem Δt . Explicitní metody řešení vyžadují splnění rovnice (8) v čase t a na jejím základě počítají odezvu v čase $t + \Delta t$. Stabilita explicitních metod je závislá na délce časového kroku Δt , při překročení kritické hodnoty délky kroku se řešení zcela rozpadá. Pokud je však možné použít dostatečně malý časový krok, je výpočet pomocí explicitní metody výrazně snazší. Oproti tomu implicitní metody stanovují rovnováhu v čase $t + \Delta t$ a jsou nepodmíněně stabilní. Tím je myšleno, že je možné použít libovolně velký časový krok. Přesnost získaného řešení bude ovšem s velikostí kroku klesat. V každém kroku je pak nutné řešit soustavu lineárních (elastická oblast) či nelineárních (neelastická oblast) rovnic.

Ve výpočtech je použito Newmarkovo implicitní schéma [1, 12]. K výpočtu posunů v čase $t + \Delta t$ (při znalosti \mathbf{u}_t) řešíme následující soustavu

$$\left(\mathbf{K} + \frac{1}{\beta \Delta t^2} \mathbf{M} + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \mathbf{C} \right) \mathbf{u}_{t+\Delta t} = \quad (9)$$

$$\mathbf{F}_{t+\Delta t} + \mathbf{M} \left(\frac{1}{\beta \Delta t^2} \mathbf{u}_t + \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{\mathbf{u}}_t + \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{\mathbf{u}}_t \right) + \mathbf{C} \left(\frac{\gamma}{\beta \Delta t} \mathbf{u}_t + \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1 \right) \dot{\mathbf{u}}_t + \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{\gamma}{\beta} - 2 \right) \ddot{\mathbf{u}}_t \right)$$

kde β a γ jsou konstanty Newmarkovy metody. Vektory rychlostí a zrychlení v čase $t + \Delta t$ jsou vypočteny ze vztahů

$$\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} (\mathbf{u}_{t+\Delta t} - \mathbf{u}_t) - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{\mathbf{u}}_t - \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{\mathbf{u}}_t \quad (10)$$

$$\dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} = \dot{\mathbf{u}}_t + \Delta t (1 - \gamma) \ddot{\mathbf{u}}_t + \gamma \Delta t \ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} \quad (11)$$

Abychom zajistili, že je metoda implicitní, musíme zvolit konstanty Newmarkovy metody v mezích

$$2\beta \geq \gamma \geq 0.5 \quad (12)$$

Matice setrvačnosti je sestavena nejen s hmot přiřazených jednotlivým translačním stupňům volnosti, ale také ze setrvačných matic přiřazených rotačním stupňům volnosti. Zejména pro vysoké rychlosti zatěžování není možné zanedbat vliv setrvačnosti spojený s rotací částic [5]. Tvar jednotlivých částic je konvexní mnohostěn. Výpočet setrvačné matice je proveden pomocí rozdělení na čtyřstěny. Setrvačnost jednotlivých čtyřstěnů lze vypočítat analyticky [13], součet je pak proveden pomocí Steinerovy věty.

4 Příklad 1 – elastická konzola

Pro ověření funkčnosti modelu byly nejprve provedeny výpočty v elastické oblasti s uvažováním různých hodnot parametrů modelu. Účelem studie je také zjištění vlivu těchto parametrů na vypočtenou odezvu. Uvažujeme jednoduchý příklad konzoly zatížené konstantní silou $F = 1$ N na volném konci. Rozměry konzoly jsou: délka $L = 200$ mm, výška a tloušťka 20 mm. Zobrazovat budeme svislou reakci R ve vetknutí a průhyb volného konce u v závislosti na čase. Měněné parametry modelu jsou velikost částic diskrétního modelu, časový krok Δt a konstanty Newmarkovy metody. Výsledky jsou vykresleny v grafech na Obr. 3-5. Na obrázcích je také tenkou linkou zobrazeno statické řešení a šedou barvou pak analytické řešení. To je zjednodušeně uvažováno jako kmitání volného konce v prvním vlastním tvaru. Tomuto zjednodušení odpovídá následující rovnice

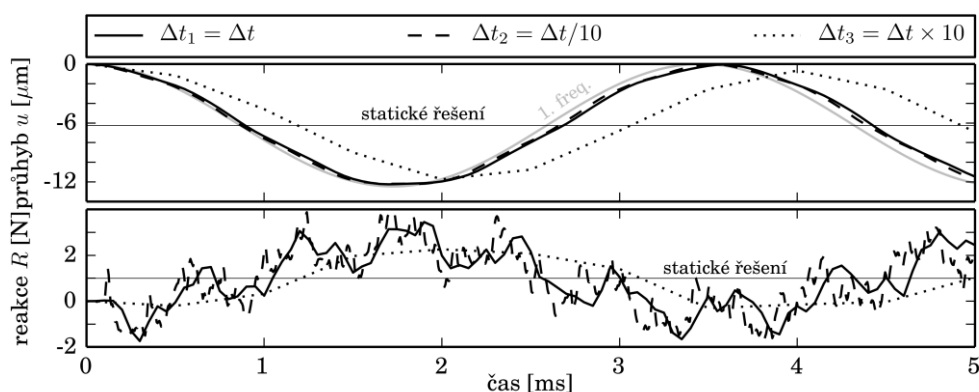
$$u(t) = \cos(\omega_1 t) \frac{FL^3}{3EI} + \frac{FL^3}{3EI} \quad (12)$$

kde F je síla na volném konci, L je délka konzoly, E je modul pružnosti a I je moment setrvačnosti průřezu k vodorovné ose. První vlastní frekvence ω_1 je vypočtena podle [9]

$$\omega_1 = \lambda_1 \sqrt{\frac{EI}{mL^3}} \quad (13)$$

kde m je celková hmotnost konzoly a $\lambda_1 = 1.875$ [2].

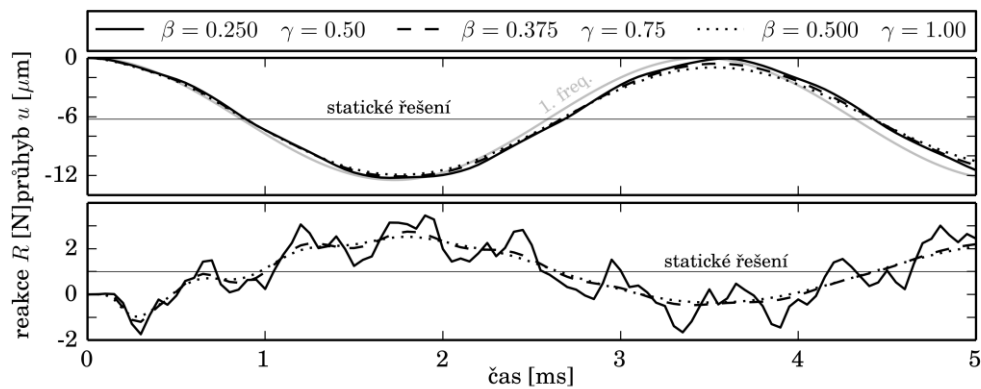
Pro simulace konzoly byly použity hodnoty materiálového zákona modul pružnosti na meso-úrovni $E_N = 48$ GPa a $\alpha = 0.29$. Plnou černou čarou je vždy zobrazena odezva



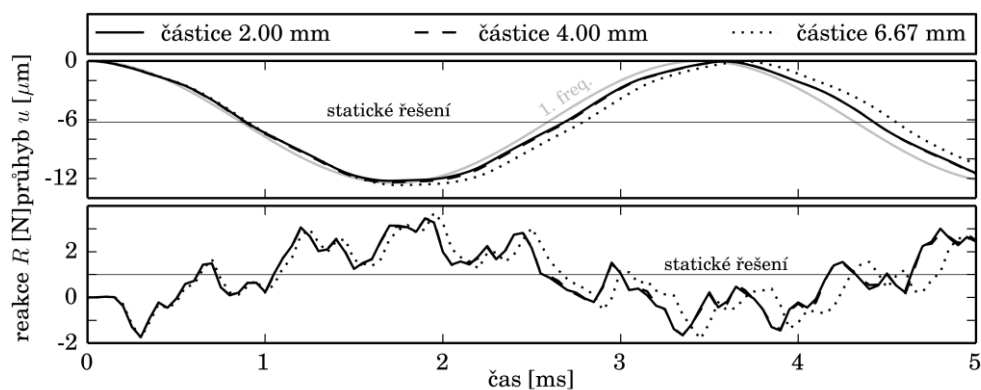
Obr. 2 Porovnání průhybu volného konce a svislé reakce modelu za použití rozdílné délky časového kroku.

za použití referenčních vstupních parametrů: velikost zrn 2 mm, časový krok $\Delta t = 0.05$ ms a parametry Newmarkovy metody $\gamma = 0.5$ a $\beta = 0.25$.

Na Obr. 2 je zobrazeno porovnání odezvy modelu s použitým desetinásobné a desetinové délky časového kroku. Na záznamu reakce je vidět, že čím delší časový krok použijeme, tím více vysokých frekvencí je vlivem numerického výpočtu odfiltrováno. Obr. 3 ukazuje vliv parametrů Newmarkovy metody. Parametry $\gamma = 0.5$ a $\beta = 0.25$ se podle rovnice (12) nachází na hranici mezi implicitním a explicitním řešením. Takovéto nastavení odpovídá integraci v časové doméně podle pomoci tzv. lichoběžníkového pravidla (trapezoidal rule). Při zvyšování hodnot parametrů dochází opět k pozvolnému tlumení vyšších frekvencí. Konečně Obr. 4 zobrazuje odezvy s použitím rozdílných velikostí diskretních částic. Teoreticky by měla být elastická odezva modelu nezávislá na diskretizaci [8]. Je ovšem potřeba zachovat rozumný počet částic k zachycení gradientu napětí v tělese. Pro největší použitou velikost částic jsou však na výšku konzoly pouze tři částice a tak není překvapením, že se výsledky začínají od referenčního řešení vzdalovat.



Obr. 3 Porovnání průhybu volného konce a svislé reakce modelu při použití různých parametrů Newmarkovy metody časové integrace.



Obr. 4 Porovnání průhybu volného konce a svislé reakce modelu při použití různé velikosti diskrétních částic.

5 Příklad 2 – tahová zkouška

Je známo, že šíření trhliny je závislé na rychlosti zatěžování [10]. Jinak se porušuje vzorek při kvazistatickém zatěžování a jinak při rychlých dynamických jevech. Při pomalém zatěžování se nejprve začnou tvořit mikrotrhliny, část z nich se následně spojí v makrotrhlinu, ve které se disipuje energie nahromaděná v tělese – porušení se lokalizuje do jedné trhliny [7]. Oproti tomu při rychlých dynamických dějích není energie pohlcena jednou trhlinou, ale dochází k jejímu větvení a fragmentaci materiálu [5].

Pro ověření chování diskrétního modelu v nelineární oblasti byla použita zkouška trámce v jednoosém tahu. Rozměry tělesa jsou délka $L = 400$ mm, výška 100 mm a tloušťka 40 mm. Těleso je opatřeno zářezem v polovině délky, ze kterého se v průběhu quasi-statické simulace iniciuje trhlina. Zářez zasahuje do 20% výšky průřezu. Tráмец je na levém konci pevně uchycen v podélném směru, na pravém konci je aplikováno deformační zatížení. Jedná se o konstantní rychlost deformace v podélném směru, v. Navíc je uvažováno počáteční pole rychlostí v podélném směru: $v(x) = vx/L$.

Pro simulace bylo použito následujících materiálových vlastností na meso-úrovni: pevnost v tahu $f_t=2.66$ MPa a lomová energie v tahu $G_f = 20$ N/m.

Časově závislá odezva tahových zkoušek byla simulována pro škálu rychlostí zatěžování. Pro nejpomalejší byla rychlost deformace (strain rate) $d\varepsilon/dt=0.0001$ s⁻¹, při nejrychlejší zatěžování pak 100 s⁻¹. Při nejvyšší hodnotě se vzorek během jedné sekundy prodlouží o stonásobek své délky. Výsledky simulací jsou zobrazeny na Obr. 6 jako graf zatížení respektive reakce v závislosti na vodorovné deformaci. V pravém grafu na Obr. 6 jsou všechny odezvy, v levém grafu jsou zobrazeny maximální hodnoty zatížení vzhledem k rychlosti deformace. Maximální hodnoty zatížení jsou pak vypsány v Tab. 1. Spodní řádek této tabulky ukazuje poměr hodnot pro danou zatěžovací rychlost k hodnotě pro rychlost nejnižší. Pro pomalé rychlosti (do 0.1 s⁻¹) je maximální hodnota téměř nezměněna, s dalším zrychlováním se mírně zvyšuje a pro vysoké rychlosti roste strmě k vysokým hodnotám.

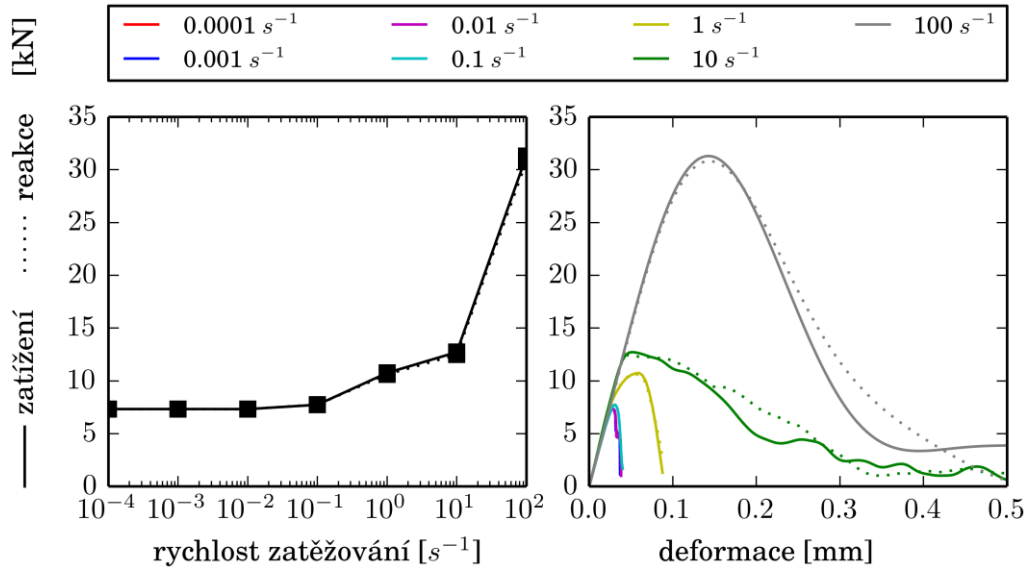
Na Obr. 7 jsou zobrazeny trámce porušené různě rychlým zatížením. Jednotlivé kontakty mezi částicemi modelu jsou zde zobrazeny jako propojení jejich středů a barva kontaktu indikuje jeho poškození ω . Pro pomalé zatížení se poškození lokalizuje v jednu makrotrhlinu (Obr. 7 nahoře). Při zvyšování rychlosti se energie nahromaděná v tělese nespotebuje pouze jednou trhlinou, tvoří se více poškozených oblastí (Obr. 7 uprostřed). Zvyšuje-li se rychlost ještě více, poškozených zón přibývá, až, v krajním případě, poškození prostupuje přes celou délku tělesa (Obr. 7 dole). Oblasti na počátku a na konci tělesa jsou uvažovány jako elastické, proto u nich k žádnému poškození nedochází.

6 Závěr

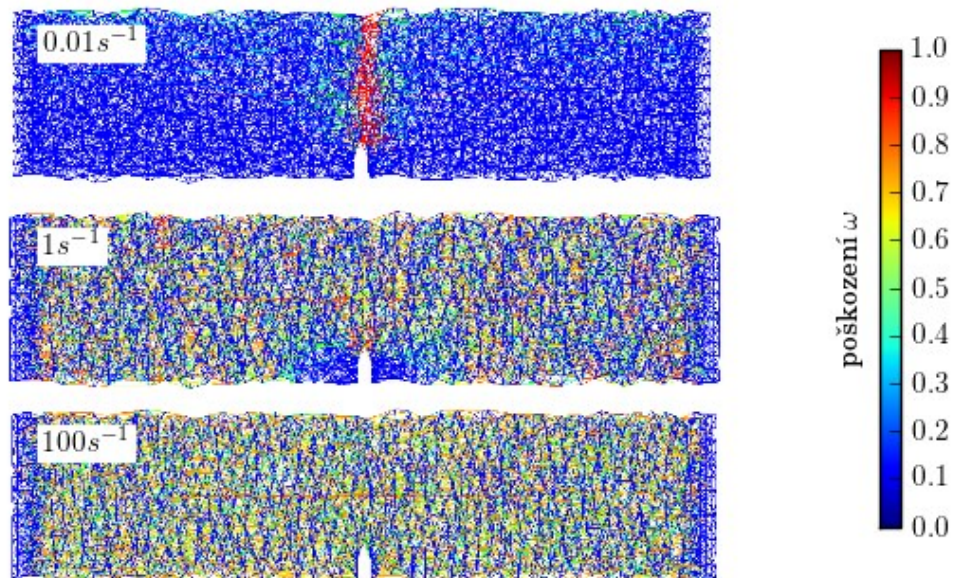
Diskrétní model pro porušení betonu byl rozšířen o implicitní dynamický řešič. Funkčnost tohoto rozšíření byla ověřena na dvou modelových příkladech. První příklad ověřoval chování v elastické oblasti na konzole zatížené konstantní silou. Druhý příklad pak ukazoval chování modelu v nelineární oblasti na simulaci tahové zkoušky trámce se zářezem. Nelineární dynamická odezva byla vypočtena při různých rychlostech zatěžování. Model předpovídá vyšší únosnost pro vyšší rychlosti zatěžování. Toho je dosaženo bez jakýchkoli úprav konstitutivního zákona. V další práci se autoři zaměří na porovnání výsledku modelu s experimentálně naměřenými daty.

Tab 1. Maximální hodnoty zatížení.

Rychlost zatížení [s ⁻¹]	0.0001	0.001	0.01	0.1	1	10	100
max. zatížení [kN]	7.33	7.33	7.33	7.74	10.76	12.72	31.30
faktor zatížení	1	1	1	1.06	1.47	1.74	4.27



Obr. 6 Maximální zatížení a odezva modelu taženého trámce pro různé rychlosti deformace.



Obr. 7 Rozdílný způsob porušování pro různé rychlosti zatížení

Poděkování

Autoři děkují za finanční podporu Grantové Agentury České Republiky v rámci grantu č. 15-19865Y.

Literatura

- 1 BATHE, K-J. *Finite element procedures*. Englewood Cliffs, N.J.: Prentice Hall, 1996. ISBN 01-330-1458-4.
- 2 BREPTA, R., PŮST, L., TUREK, F.: *Mechanické kmitání*, Technický průvodce 71, nakladatelství Sobotáles, Praha, 1994
- 3 CAROL, I, BAŽANT, ZP,. Damage and plasticity in microplane theory, *Int. J. Solids Structures* Vol. 34, No. 29, pp. 3807-383, 1997
- 4 CUSATIS, G., CEDOLIN, L., Two-scale study of concrete fracturing behavior, *Engineering Fracture Mechanics*, 74(12): 3–17, 2007, ISSN 0013-7944.
- 5 CUSATIS, G., PELESSONE, D. Mesolevel simulation of reinforced concrete under impact loadings. In *Computational Modelling of Concrete Structures - Proceedings of EURO-C 2006*, pages 63–70, Mayrhofen, Austria, 2006. EURO-C 2006 Conference.
- 6 CUSATIS, G., BAŽANT, Z. P., CEDOLIN, L. Confinement-shear lattice model for concrete damage in tension and compression. *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 129(12):1439{1448, 2003. ISSN 0733-9399. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399(2003)129:12(1439).
- 7 ELIÁŠ, J., VOŘECHOVSKÝ, M., SKOČEK, J., BAŽANT, Z-P. Stochastic discrete meso-scale simulations of concrete fracture: comparison to experimental data. *Engineering Fracture Mechanics* 135, pp. 1-16, 2015, ISSN: 0013-7944, doi: 10.1016/j.engfracmech.2015.01.00
- 8 ELIÁŠ, J., Adaptive refinement technique for discrete static models of fracture. In: *Proceedings of Particle-based Methods IV – Fundamentals and Applications*, Barcelona, Spain, September 28-30, 2015. E. Oñate, M. Bischoff, D.R.J. Owen, P. Wriggers and T. Zohdi (Eds.). International Center for Numerical Methods in Engineering (CIMNE), pp. 320–332. ISBN 978-84-944244-7-2.
- 9 FRANTÍK, P.; VESELÝ, V. Simulation of the fracture process in quasi- brittle materials using a spring network model. In *Proceedings of 17th International Conference Engineering mechanics 2011*. Svatka: 2011. s. 147-150. ISBN: 978-80-87012-33- 8.
- 10 JIRÁSEK, M., BAŽANT, Z. P. Particle model for quasibrittle fracture and application to sea ice. *J. Eng. Mech.*, 121(9):1016{1025, 1995. doi: 10.1061/(asce)0733-9399(1995)121: 9(1016).
- 11 KUHL, E, D'ADDETTA, AG, HERRMANN, JH, RAMM, E,. A comparison of discrete granular material models with continuous microplane formulations, *Granular Matter*, vol 2, 113-121, Springer-Verlag 2000
- 12 NEWMARK, N. A method of computation for structural dynamics. *Journal of the Engineering Mechanics Division* , vol 3, 2067-2094, 1959.
- 13 TONON, F. Explicit exact formulas for the 3-d tetrahedron inertia tensor in terms of its vertex coordinates. *Journal of Mathematics and Statistics*, vol. 1(1):8–11, 2005-1-1. ISSN 15493644. doi: 10.3844/jmssp.2005.8.11.



Ing. Josef Květoň

Fakulta Stavební, VUT v Brně,
Veveří 331/95, 60200 Brno
541 147 131
kveton.j@fce.vutbr.cz

Ing. Jan Eliáš, Ph.D.

Fakulta Stavební, VUT v Brně,
Veveří 331/95, 60200 Brno
541 147 132
elias.j@fce.vutbr.cz

KARBONATACE PRŮMYSLOVÝCH KOMÍNŮ A OPTIMALIZACE OPRAV

CARBONATION OF INDUSTRIAL CHIMNEYS AND REPAIR OPTIMIZATION

Jan Mlčoch, Miroslav Sýkora

Kloknerův ústav, ČVUT v Praze

Abstrakt

Príspevek se zaměřuje na degradaci průmyslových železobetonových komínů způsobenou karbonatací. Uvažuje se, že zásadní opravy je nutné provést, pokud je 30 % plochy dřívku komínu viditelně poškozeno korozí výztuže. Cílem je dosažení tohoto stavu na konci uvažované životnosti stavby s minimálními náklady na údržbu.

Klíčová slova

karbonatace, krycí vrstva, komíny, životnost, optimalizace

1 Úvod

Elektrárenské komíny podobně jako další železobetonové konstrukce jsou vystaveny nepříznivým vlivům okolního prostředí. Jedním z hlavních vlivů je karbonatace krycí vrstvy výztuže, kdy vlivem chemických reakcí uhličitánů ze vzduchu a portlanditu obsaženého v betonu dochází k postupnému klesání hodnoty pH betonu, což vede k depasivaci výztuže a její korozi. Rychlost s jakou postupuje karbonatace krycí vrstvou, závisí především na kvalitě betonu a na vnějších vlivech, jako je vlhkost a vzdušná koncentrace CO₂.

Průběh a rychlost karbonatace je popsán například ve *fib Model Code 2010* [1], nebo zvláště pro konstrukce v energetice ve směrnici IAEA [2], kde je uvažován i ochranný nátěr komínu, který hraje značnou roli v rychlosti karbonatace.

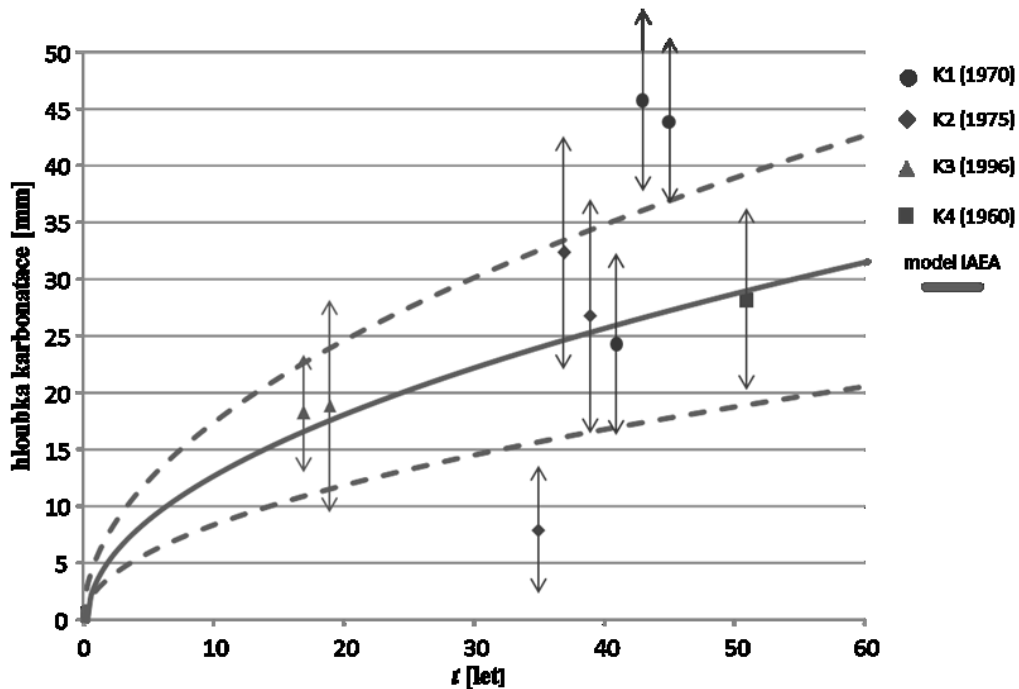
Proces karbonatace je obtížné zastavit a pokud hloubka karbonatace překročí krycí vrstvu, může dojít k rozvoji koroze výztuže. Řešení tohoto stavu vyžaduje značné finanční prostředky. Technologie se stále vyvíjí a současné nátěry jsou schopné zachovat si své ochranné vlastnosti po dobu až 15 let [3]. Nové konstrukce v energetice se navrhuji na životnost 40 let [4].

2 Porovnání měřených a modelových hodnot pro karbonataci betonu

K dispozici jsou data ze čtyř komínů tepelných elektráren v ČR. Studie se zaměřuje na vnější povrch dřívků komínů. Z naměřených dat (obr. 1) je zřejmé, že hodnoty

karbonatace jsou často vyšší, než se předpokládalo při jejich návrhu s ohledem na životnost (model IAEA).

Na obr. 1 jsou znázorněny naměřené hodnoty hloubky karbonatace na vnějším dřívku komínů elektráren v ČR měřené na referenčních plochách, jedná se průměrné hodnoty měřené po celé výšce komínů. Ke srovnání je zde znázorněn model ze směrnice IAEA [2] pro komíny s nefunkčním ochranným nátěrem. Šipky a čárkované křivky označují interval +/- směrodatná odchylka hloubky karbonatace.



Obr. 1 Srovnání naměřených dat hloubky karbonatace ze čtyř komínů (K1-K4) s modelem ze směrnice IAEA [2] pro komíny s nefunkčním ochranným nátěrem.

3 Optimalizace oprav

a. Scénáře oprav

Pro odhad průběhu karbonatace se používá model ze směrnice IAEA [2], který byl upraven na základě naměřených dat (upravený model vykazuje rychlejší průběh v porovnání s modelem založeným na doporučeních IAEA). Průměrná krycí vrstva výztuže byla v tomto případě 53 mm.

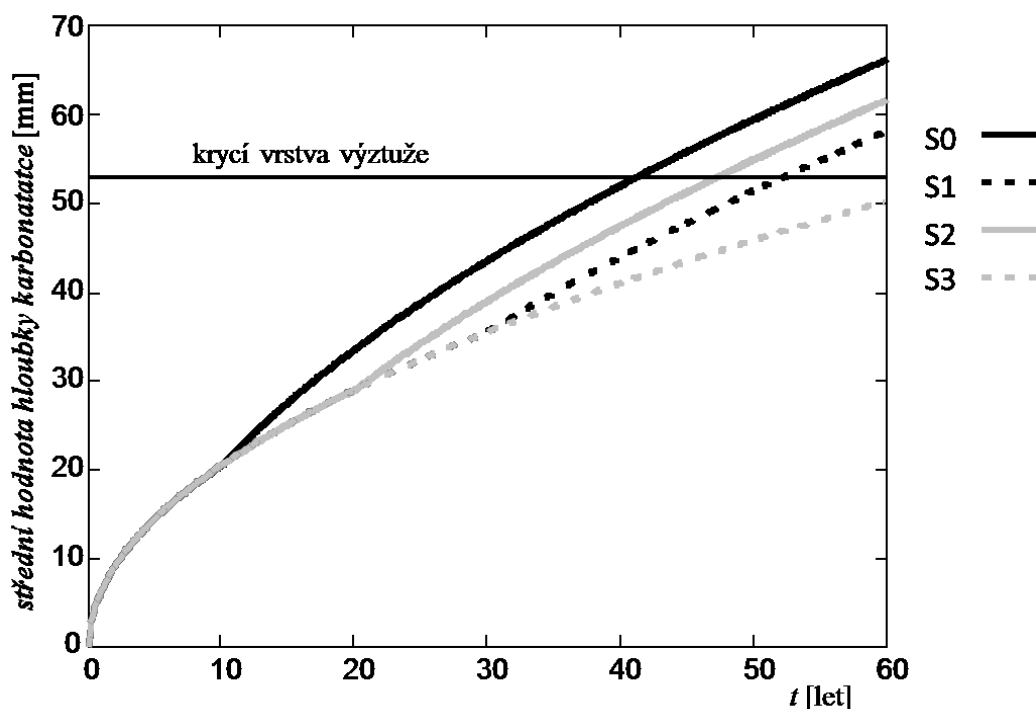
Uvažuje se, že komíny jsou po výstavbě vždy ochráněny vhodným nátěrem. Údržba železobetonových komínů se odvíjí od životnosti nátěru, který proces karbonatace zpomaluje. Dle studie [5] lze uvažovat životnost nátěru minimálně 10 let.

Následující scénáře aplikace nátěrů jsou v této studii zvoleny na základě diskuzí s provozovateli tepelných elektráren:

- Scénář 0 – bez aplikace nátěru během životnosti,
- Scénář 1 – obnovení nátěru po 10 letech od uvedení do provozu,

- Scénář 2 – nátěry po 10 a 20 letech,
- Scénář 3 – nátěry každých 10 let.

Rozdíl v postupu karbonatace krycí vrstvou je znázorněn na obr. 2.



Obr. 2 Předpokládaný vývoj karbonatace pro scénáře S0-S3.

Pokud se rozhodne o obnově nátěru, před jeho aplikací se provede oprava ploch A_{kor} , na kterých dochází k viditelnému rozvoji trhlin v důsledku koroze. V této studii se uvažuje průměrná doba mezi okamžikem, kdy karbonatace dosáhne výztuže, a okamžikem, kdy na povrchu lze pozorovat trhliny v důsledku rozvoje koroze, přibližně 5 let [6].

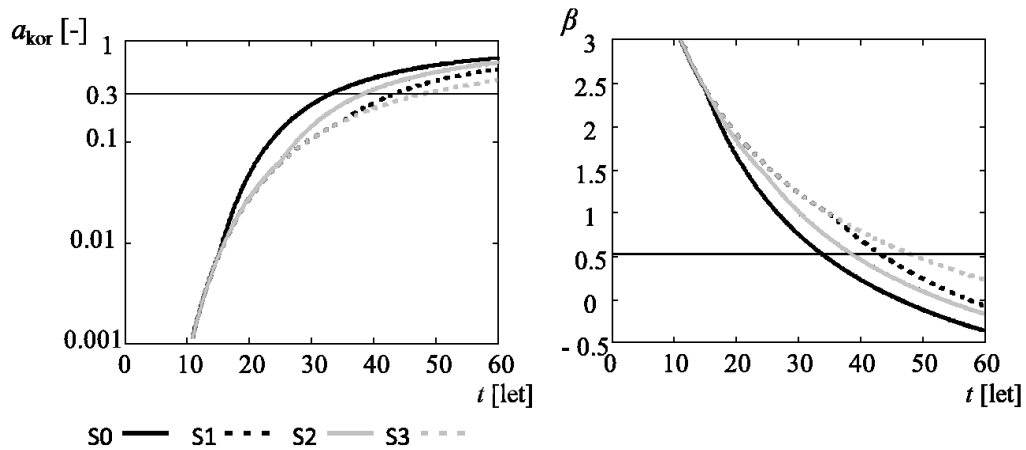
V souladu s metodikou ČEZ, a.s. [3] se zásadní oprava železobetonových komínů provádí při dosažení $A_{kor} = 30\%$. Kritérium odpovídá požadavkům zprávy [7] a článku [8].

Index spolehlivosti pro případ karbonatace krycí vrstvy lze vypočítat pomocí následující rovnice (1):

$$\beta(t) = \frac{\mu_C - \mu_D(t)}{\sqrt{\sigma_C^2 + \sigma_D^2}} \quad (1)$$

kde μ_C a σ_C je střední hodnota a směrodatná odchylka krycí vrstvy výztuže a $\mu_D(t)$ a σ_D střední modelová hodnota a směrodatná odchylka hloubky karbonatace.

Na obr. 3 je vidět závislost zkorodované relativní plochy $a_{kor} = A_{kor} / A$ (A = celková plocha dříku komínu) a indexu spolehlivosti β (ČSN EN 1990) s hranicí označující nezbytnost opravy - $a_{kor} = 0.3$ odpovídá indexu spolehlivosti $\beta \approx 0.5$.



Obr. 3 Závislost relativní plochy povrchu konstrukce zasažené korozi a_{kor} na čase t (vlevo), index spolehlivosti β v závislosti na čase t (vpravo).

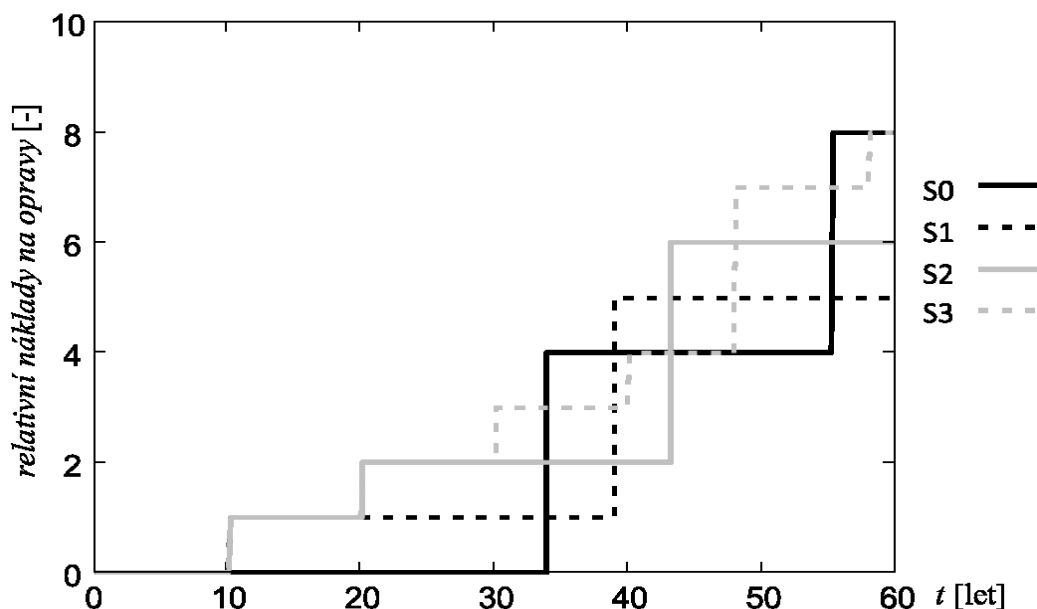
b. Příklad optimalizace oprav komínů

Optimalizace oprav je provedena podobným způsobem jako ve studii [9]. V tomto případě se uvažují dva druhy nákladů:

- C_{san} – náklady na obnovení nátěru (odstranění původního nátěru opískováním povrchu, provedení nového nátěru),
- C_{kor} – odstranění zkorodovaného betonu, řádné očištění výztuže, aplikace opravného betonu

Na základě diskuze s odborníky z energetického průmyslu se neuvažují náklady spojené s odstávkou výroby, předpokládá se oprava v době pravidelné (plánované) odstávky. Odhadovaný poměr je $C_{kor} / C_{san} = 10$. Na obr. 4 je znázorněn graf celkových relativních nákladů na opravu železobetonového povrchu komínu (vztaženo k nákladům na jednu sanaci, $C_{san} \times A$) v závislosti na čase pro jednotlivé scénáře oprav.

Z obr. 4 vyplývá, že pokud je životnost konstrukce 40 let, je vhodné zvolit scénář oprav S2, v případě životnosti 50 let scénář S0 a pro konstrukce s životností 60 let scénář S1.



Obr. 4 Relativní náklady na údržbu pro scénáře S0-S3

4 Závěr

Studie popisuje postup optimalizace nákladů údržby železobetonových komínů na základě měření hloubky karbonatace. Na základě výsledků uvedených v obr. 4 je možné stanovit optimální scénář údržby pro zvolenou životnost konstrukce. Například pro životnost 40 let, běžně uvažovanou pro průmyslové komíny a chladicí věže, je optimální scénář S2, který odpovídá obnovení nátěru po 10 a 20 letech od uvedení do provozu. Pro návrhovou životnost 50 let je podle této studie ekonomicky nejvýhodnější scénář S0, kdy se konstrukce nebude ošetřovat ochranným nátěrem až do doby, než bude 30% plochy dřívku komínu zasaženo korozi.

V rámci zpřesňování studie se plánuje:

- ověřit modely karbonatace na větším počtu experimentálních dat pro různé stáří průmyslových komínů a chladicích věží,
- zahrnout vliv diskontní sazby v ekonomické optimalizaci.

Poděkování

Príspevek vznikl v rámci řešení projektu SGS16/195/OHK1/2T/31.

Literatura

- 1 *fib. fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Lausanne: *fib*, 2013.
- 2 IAEA. *Guidebook on non-destructive testing of concrete structures*, International Atomic Energy Agency, Vienna, 2002
- 3 MARKOVÁ J. A SÝKORA M. *Metodické postupy pro odhad životnosti komínů a chladících věží v ČEZ, a.s., zpráva Kloknerova ústavu č. 314120J000*, 2014
- 4 *ISO 16204:2012 Durability — Service life design of concrete structures*
- 5 MOZARYN, T. a KOKOWSKA, J. *The service life of coating systems applied on cooling towers – laboratory study and in-situ investigations*, RILEM Workshop on Long-Term Performance of Cementitious Barriers and Reinforced Concrete in Nuclear Power Plants and Waste Management, ISBN: 978-2-35158-072-1, 2009
- 6 JCSS. *JCSS Probabilistic Model Code*, chapter Environmental Attack (periodically updated, online publication). Joint Committee on Structural Safety, 2001. <www.jcss.byg.dtu.dk>.
- 7 HERGENRÖDER, M. *Zur statistischen Instandhaltungsplanung für bestehende Bauwerke bei Karbonatisierung des Betons und möglicher Korrosion der Bewehrung*. Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, TU Munich 4/92, 1992.
- 8 ENGELUND, S. and SØRENSEN J.D. A probabilistic model for chloride-ingress and initiation of corrosion in reinforced concrete structures. *Structural Safety* 20 (1998): pp. 69-89.
- 9 DONADIO M., FIÚZA C., TAYLOR D. *Life Cycle Assessment of Repair and Maintenance Solutions for Cooling Towers*, *Proceedings of the International Association for Shell and Spatial Structures (IASS) Symposium 2013*, Wroclaw University of Technology, Poland

Ing. Jan Mlčoch, Ph.D.
Kloknerův ústav, ČVUT v Praze,
Šolínova 7, 166 08 Praha 6
244 353 504
jan.mlcoch@cvut.cz
www.klok.cvut.cz

doc. Ing. Miroslav Sýkora, Ph.D.
Kloknerův ústav, ČVUT v Praze,
Šolínova 7, 166 08 Praha 6
244 353 850
miroslav.sykora@cvut.cz
www.klok.cvut.cz

DIFUZE POVRCHOVÝCH ÚPRAV

DIFUSSION OF SURFACE FINISHINGS

Šárka Nenadálová, Milan Rydval, Tomáš Bittner

Kloknerův ústav, ČVUT v Praze

Abstrakt

V Kloknerově ústavu ČVUT již bylo zkoumáno mnoho povrchových úprav. Tento článek se zabývá difuzí povrchových úprav zdiva. Zkoumané povrchové úpravy jsou v praxi velmi často používané u historických budov, které patří mezi naše národní dědictví. V článku jsou také tyto povrchové úpravy navzájem porovnávány. Je zde také řešena otázka okrajových podmínek, tedy teploty, relativní vlhkosti a barometrického tlaku vzduchu.

Klíčová slova

Difuze, povrchová úprava, faktor difuzního odporu, okrajové podmínky

1 Úvod

Kloknerův ústav se již dlouhou dobu zaměřuje na zkoušky difuzních vlastností různých typů stavebních materiálů, jelikož tyto vlastnosti jsou jedněmi z důležitých charakteristik stavebních materiálů, které mohou pomoci například při vysušování budov po povodni a při výběru způsobu sanačního opatření. Tento článek porovnává tři vybrané skladby stavebních materiálů, které jsou často používány v praxi. Tyto materiály se od sebe liší především svými difuzními vlastnostmi.

Jde o následující skladby:

- difuzní malta bez úpravy,
- skladba s penetrací povrchu,
- skladba s penetrací a akrylovou omítkou.

2 Experimentální část

Akreditovaná laboratoř Kloknerova ústavu již vyzkoušela mnoho skladeb stavebních materiálů. Pro referenční porovnání byly vybrány tři skladby stavebních materiálů, které jsou často používány v praxi a jsou jednoduše porovnatelné. Tyto skladby byly vybrány

především z hlediska jejich rozdílné propustnosti vodní páry, aby byl ukázán vliv okrajových podmínek na difuzní parametry. Zkoumanými okrajovými podmínkami majícími vliv na hodnoty faktoru difuzního odporu byly relativní vlhkost, teplota a barometrický tlak vzduchu. Neméně důležitá je pro hodnotu faktoru difuzního odporu a ostatní difuzní parametry také norma, podle které byla hodnota počítána.

Šlo o tyto skladby:

- Skladba 1 (LSHD): Difuzní malta bez povrchové úpravy
- Skladba 2 (LSHD + PAS): Difuzní malta + akrylát-silikon penetrace
- Skladba 3 (LSHD + PAS + AZO3): Difuzní malta + akrylát-silikon penetrace + akrylátová omítka s maximálním zrnem 3 mm

Jak uvádí normy [1, 2], z každé skladby byly zkoušeny tři kotouče s průměrem zhruba 117 mm. Celé měření bylo provedeno podle ČSN EN ISO 7783 [1, 2], které se zabývá určováním propustnosti pro vodní páru. Hlavní charakteristiky zkoušených skladeb (hmotnost, tloušťka spolu s průměrnými hodnotami) jsou uvedeny v následujících tabulkách (Tab. I – III).

Tyto charakteristiky byly stanoveny před zkouškami difuzních vlastností. Průměr kotouče se pohyboval zhruba kolem 117 mm. Utěsnění vzorku ve formě bylo vyřešeno pomocí silikonového tmelu, který zajistil nepropustnost vodních par kolem vzorku a umožnil tok vodních par pouze skrz testovaný vzorek. Tloušťka vzorku je brána v potaz ve výpočtu difuzních parametrů samotných.

Tab. I. Skladba 1 – Rozměry

Označení	Číslo	Hmotnost [g]	Ø [mm]		Průměr [mm]	Tloušťka [mm]		Průměr [mm]
LSHD	A	30,7	117,3	118,0	117,7	1,8	2,0	1,9
	B	30,9	11,7	117,7	117,7	1,9	1,9	1,9
	C	34,2	117,2	117,6	117,4	2,4	2,3	2,4

Tab. II. Skladba 2 – Rozměry

Označení	Číslo	Hmotnost [g]	Ø [mm]		Průměr [mm]	Tloušťka [mm]		Průměr [mm]
LSHD+PAS	A	28,3	116,5	116,9	116,7	2,5	2,4	2,5
	B	37,0	117,3	117,3	117,3	2,5	2,3	2,4
	C	36,2	117,2	117,3	117,2	2,4	2,3	2,4

Tab. III. Skladba 3 – Rozměry

Označení	Číslo	Hmotnost [g]	Ø [mm]		Průměr [mm]	Tloušťka [mm]		Průměr [mm]
LSHD+PAS +AZO3	A	75,1	117,0	116,9	117,0	5,0	5,0	5,0
	B	67,8	116,4	116,5	116,5	4,1	4,2	4,2
	C	75,3	117,2	117,1	117,2	4,5	4,6	4,6

3 Difuzní parametry

Z každé skladby byly vždy vyzkoušeny tři vzorky. Ty byly váženy na vahách podle ČSN EN ISO 7783 [1, 2], aby se určila jejich propustnost pro vodní páru. Tato norma miskovou metodou wet cup požaduje udržení relativní vlhkosti vzduchu $50 \pm 5\%$ a teplotu v uzavřeném prostoru na $23 \pm 2^\circ\text{C}$. Všechny tři vzorky jednotlivých skladeb byly současně zkoušeny v jednom měřicím intervalu. Doba interval se pohybovala okolo 14 dní, což byla doba nutná k ustálení hodnot teploty a relativní vlhkosti uvnitř komory požadované normou. Měřicí zařízení je na Obr. 1.

Požadované okrajové podmínky jsou zajištěny klimatickým boxem připojeným na ventilační systém, který řídí vlhkost a teplotu uvnitř. Sledované veličiny tj. relativní vlhkost a teplota uvnitř a mimo box byly kontinuálně měřeny a současně analyzovány. Data z vah byla zaznamenávána na připojené zařízení v intervalu jedné minuty.

Výsledky shrnující hlavní sledované charakteristiky, tedy hustotu difuzního toku, propustnost vodních par a faktor difuzního odporu z měření jednotlivých skladeb jsou patrné z Tab. IV – VI.

Tab. IV. Skladba 1 - Propustnost vodních par a faktor difuzního odporu

Označení vzorku	Číslo vzorku	Tok vodních par [$\cdot 10^{-8}$ kg/s]	Propustnost vodních par [kg/(m ² .s.Pa)]	Faktor difuzního odporu [-]
LSHD	A	3,44	1,24E-08	8,57
	B	3,52	1,33E-08	7,96
	C	3,49	1,29E-08	6,59
PRŮMĚR		3,48	1,29E-08	7,7

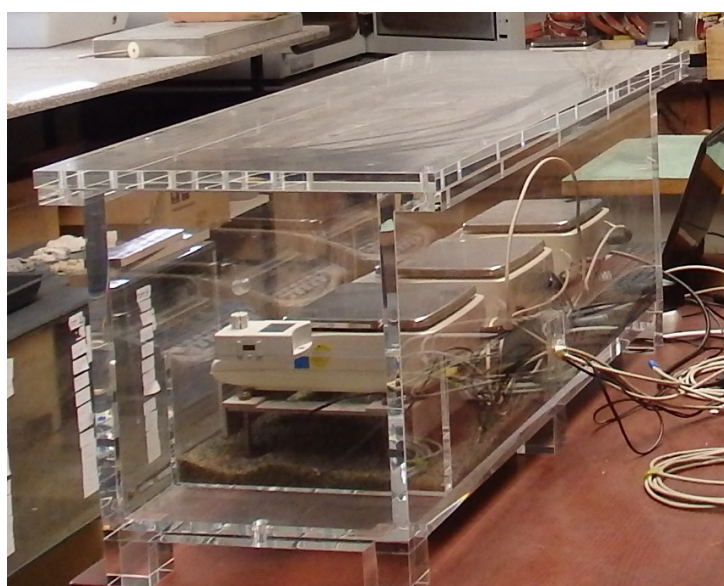
Tab. V. Skladba 2 - Propustnost vodních par a faktor difúzního odporu

Označení vzorku	Číslo vzorku	Tok vodních par [$\cdot 10^{-8}$ kg/s]	Propustnost vodních par [kg/(m ² .s.Pa)]	Faktor difúzního odporu [-]
LSHD+PAS	A	1,59	2,96E-09	27,1
	B	1,67	3,19E-09	26,7
	C	1,78	3,55E-09	23,3
PRŮMĚR		1,68	3,23E-09	25,7

Tab. VI. Skladba 3 - Propustnost vodních par a faktor difúzního odporu

Označení vzorku	Číslo vzorku	Tok vodních par [$\cdot 10^{-9}$ kg/s]	Propustnost vodních par [kg/(m ² .s.Pa)]	Faktor difúzního odporu [-]
LSHD+PAS +AZO	A	3,83	4,51E-10	91,1
	B	3,71	4,36E-10	110,3
	C	3,13	3,64E-10	122,8
PRŮMĚR		3,56	4,17E-10	108,1

Podrobné výsledky, které ukazují průměrné hodnoty některých veličin rozhodujících pro vybrané období vyváženého stavu požadovaného normou, jsou uvedeny v následujících tabulkách Tab. VII - X.



Obr. 1 Měřící zařízení pro měření difúze

Tab. VII. Skladba 1 – Difuzní parametry

Veličina	Název veličiny	Jednotka	LSHD A	LSHD B	LSHD C
D	Průměr vzorku	[m]	0,1	0,1	0,1
d	Tloušťka vzorku	[m]	0,0019	0,0019	0,0024
G	Směrnice závislosti	[kg/s]	3,44E-08	3,52E-08	3,49E-08
A	Měrná plocha	[m ²]	0,00785 0	0,007850	0,007850
g	Hustota difuzního toku	[kg/(m ² *s)]	4,38E-06	4,49E-06	4,44E-06
Wc	Propustnost vodní páry	[kg/(m ² *s*Pa)]	1,24E-08	1,33E-08	1,29E-08
Z	Difuzní odpor	[m ² *s*Pa/kg]	8,08E+0 7	7,50E+07	7,75E+07
δ	Součinitel difuzní vodivosti	[kg/(m*s*Pa)]	2,38E-11	2,57E-11	3,10E-11
δa	Součinitel d. v. atmosférického tlaku	[kg/(m*s*Pa)]	2,03E-10	2,03E-10	2,03E-10
μ	Faktor difuzního odporu	[-]	8,57	7,96	6,59
sd	Ekvivalentní difuzní tloušťka	[m]	0,02	0,02	0,02

Tab. VIII. Skladba 2 - Difuzní parametry

Veličina	Název veličiny	Jednotka	LSHD +PAS A	LSHD +PAS B	LSHD +PAS C
D	Průměr vzorku	[m]	0,1	0,1	0,1
d	Tloušťka vzorku	[m]	0,0025	0,0024	0,0024
G	Směrnice závislosti	[kg/s]	1,59E-08	1,67E-08	1,78E-08
A	Měrná plocha	[m ²]	0,007850	0,007850	0,007850
g	Hustota difuzního toku	[kg/(m ² *s)]	2,02E-06	2,12E-06	2,27E-06
Wc	Propustnost vodní páry	[kg/(m ² *s*Pa)]	2,96E-09	3,19E-09	3,55E-09
Z	Difuzní odpor	[m ² *s*Pa/kg]	3,38E+08	3,13E+08	2,82E+08
δ	Součinitel difuzní vodivosti	[kg/(m*s*Pa)]	7,39E-12	7,50E-12	8,61E-12
δa	Součinitel d. v. atmosférického tlaku	[kg/(m*s*Pa)]	2,03E-10	2,03E-10	2,03E-10
μ	Faktor difuzního odporu	[-]	27,1	26,7	23,3
sd	Ekvivalentní difuzní tloušťka	[m]	0,07	0,06	0,06

Tab. IX. Skladba 3 - Difuzní parametry

Veličina	Název veličiny	Jednotka	LSHD +PAS +AZO A	LSHD +PAS +AZO B	LSHD +PAS +AZO C
D	Průměr vzorku	[m]	0,1	0,1	0,1
d	Tloušťka vzorku	[m]	0,0050	0,0042	0,0046
G	Směrnice závislosti	[kg/s]	3,83E-09	3,71E-09	3,13E-09
A	Měrná plocha	[m ²]	0,007850	0,007850	0,007850
g	Hustota difuzního toku	[kg/(m ² *s)]	4,87-07	4,73E-07	3,99E-07
Wc	Propustnost vodní páry	[kg/(m ² *s*Pa)]	4,51E-10	4,36E-10	3,64E-10
Z	Difuzní odpor	[m ² *s*Pa/kg]	2,22E+09	2,29E+09	2,75E+09
δ	Součinitel difuzní vodivosti	[kg/(m*s*Pa)]	2,23E-12	1,84E-12	1,65E-12
δa	Součinitel d. v. atmosférického tlaku	[kg/(m*s*Pa)]	2,03E-10	2,03E-10	2,03E-10
μ	Faktor difuzního odporu	[-]	91,1	110,3	122,8
sd	Ekvivalentní difuzní tloušťka	[m]	0,45	0,47	0,56

4 Vliv relativní vlhkosti na difuzní parametry

V této kapitole jsou porovnávány difuzní vlastnosti skladeb z hlediska vlivu relativní vlhkosti na faktor difuzního odporu. Do úvahy byl vzat vždy pouze jeden vzorek z každé skladby. Jejich charakteristiky je možné vidět v předchozích tabulkách. Porovnání se zaměřilo na demonstraci vlivu relativní vlhkosti na faktor difuzního odporu jednotlivých typů skladeb. Během dosahování rovnovážné vlhkosti požadované normou, bylo dosaženo vlhkosti 52 % a 43 % u každé skladby, tudíž je možné při těchto vlhkostech provést porovnání. Jak relativní vlhkost ovlivnila faktor difuzního odporu, je možné vidět v Tab. X.

Z výsledků uvedených v Tab. X je patrné, že faktor difuzního odporu se změnil o 1,2 dolů u skladby 1, u skladby 2 o 7,7 nahoru a u skladby tři o 14,7 nahoru.

Tab. X. Vliv faktoru difuzního odporu na relativní vlhkosti

Vlastnost	Skladba 1	Skladba 2	Skladba 3
Tloušťka [mm]	1,9	2,4	5
Relativní vlhkost [%]	52	52	52
Teplota [°C]	24,1	22,8	23,4
Tlak vzduchu [hPa]	979	998	984
Směrnice závislosti [kg/s]	3,44E-08	1,68E-08	3,83E-09
Faktor difuzního odporu [-] při 52 % vlhkosti	8,6	26,7	91,1
Relativní vlhkost [%]	43	43	43
Teplota [°C]	24,3	22,4	23,3
Tlak vzduchu [hPa]	977	992	985
Směrnice závislosti [kg/s]	4,48E-08	1,60E-08	3,71E-09
Faktor difuzního odporu [-] při 43 % vlhkosti	7,4	34,4	105,8

5 Vliv na ostatní podmínky

Vliv na faktor difuzního odporu má kromě relativní vlhkosti také mnoho jiných parametrů a okrajových podmínek. Tloušťka a průměr vzorku se mezi ovlivňující parametry počítají také. Tyto veličiny jsou během měření konstantní a jsou uvedeny v předchozích tabulkách Tab. 1 – 3. Proměnnými veličinami, které mají vliv na faktor difuzního odporu, jsou teplota a barometrický tlak vzduchu. Jak bylo řečeno, teplota spolu s relativní vlhkostí jsou měřeny a monitorovány na PC během celého experimentu. Hodnoty barometrického tlaku vzduchu pro každou hodinu jsou současně měřeny a je možné je stáhnout z meteorologické stanice.

Článek Ing. Balíka [3] diskutuje o tom, jaké parametry ovlivňují faktor difuzního odporu. Z článku je patrné, že nejen okrajové podmínky mají hlavní vliv na faktor difuzního odporu, ale také to, podle které normy je vzorek zkoušen a hodnocen, protože každá norma požaduje jiné zkušební podmínky (požadovaná relativní vlhkost, vzdálenost mezi vzorkem a nasyceným roztokem aj.). Kromě toho jsou hodnoty faktoru difuzního odporu ovlivněny nepřesností stanovení jednotlivých veličin, nepřesností měření, změnami okolního prostředí (teplota, vlhkost, tlak), chybami ve čtení a ev. chybným zavedením dat do výpočtu.

Mezi hlavní parametry ovlivňující výsledky výpočtu patří: určení vystavené plochy a tloušťka zkušební vzorku, určení tloušťky vzduchové vrstvy mezi vzorkem a úrovní solného roztoku, nastavení a udržení teploty okolního prostředí, barometrického tlaku

a jeho změna během zkoušky, hodnoty vzdušné relativní vlhkosti, volba hodnot a odvození změny hmotnosti.

6 Závěr

Článek se zabývá třemi skladbami běžně používanými jako povrchové úpravy zdiva. U těchto skladeb byly zjištěny základní charakteristiky. Článek uvádí také hlavní zjištěné difuzní charakteristiky těchto vzorků.

Jednotlivé hodnoty faktoru difuzního odporu byly navzájem porovnány z hlediska vlivu relativní vlhkosti okolního prostředí během měření. Porovnání bylo provedeno pro 52 % a 43 % relativní vlhkosti. Výsledky poukazují na mírný pokles faktoru difuzního odporu s poklesem relativní vlhkosti u vzorků s nižší hodnotou μ a významnější nárůst μ s relativní vlhkostí u vzorků s vyššími hodnotami μ . Kapitola 5 shrnuje, které vstupní parametry a okrajové podmínky, dle dosud zjištěných měření, mají vliv na určení hodnoty faktoru difuzního odporu.

Popis parametrů, které proces toku vodní páry ovlivňují nejvíce, není jednoduchý a liší se pro jednotlivé skladby a typy materiálů. Liší se též podle toho, jakých hodnot faktor difuzního odporu, pro daný materiál, dosahuje. U některých materiálů může být rozhodující relativní vlhkost, pro jiné barometrický tlak a pro ty ostatní není vůbec jednoduché najít mezi nimi přímou spojitost. Pro další výzkum je nutné věnovat zvýšenou pozornost míře vlivu jednotlivých parametrů na určení faktoru difuzního odporu u různých typů skladeb s rozdílnými hodnotami faktoru difuzního odporu.

Literatura

- 1 ČSN EN ISO 7783-1: *Nátěrové hmoty, hmoty pro povrchové úpravy – Stanovení propustnosti pro vodní páru*
- 2 ČSN EN ISO 7783-2: *Nátěrové hmoty – Povlakové materiály a povlakové systémy pro vnější zdivo a beton – Část 2: Stanovení a klasifikace stupně propustnosti pro vodní páru (permeability)*
- 3 BALÍK L., KOLÍSKO J.: *The Influence of Incoming Parameters on Accuracy of Determination Water Vapour Resistance Factor of Lime and Modified Mortars*, Kloknerův ústav ČVUT v Praze, 2009
- 4 WTA – směrnice 2-7-01/D. *Vápenné omítky v památkové péči*. 1. vydání. Vědeckotechnická společnost pro sanace staveb a péči o památky – WTA CZ, 2007. 20 s. ISBN 978-80-02-01986-2.

22. 9. 2016, Ballingův sál, Národní technická knihovna, Technická 6, Praha 6

Ing. Bc. Šárka Nenadálová

Kloknerův ústav, ČVUT v Praze,
Šolínova 7, 166 08 Praha 6
244 353 547
sarka.nenadalova@cvut.cz
www.klok.cvut.cz

Ing. Tomáš Bittner

Kloknerův ústav, ČVUT v Praze,
Šolínova 7, 166 08 Praha 6
244 353 547
tomas.bittner@cvut.cz
www.klok.cvut.cz

Ing. Milan Rydval

Kloknerův ústav, ČVUT v Praze,
Šolínova 7, 166 08 Praha 6
244 353 547
milan.rydval@cvut.cz
www.klok.cvut.cz

ŠTÍHLÉ VZPÍNADLOVÉ TRUBKOVÉ SLOUPY

SLENDER PRESTRESSED STAYED TUBE COLUMNS

Radek Píchal, Josef Macháček

Katedra ocelových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
ČVUT v Praze

Abstract

Prestressed stayed compression columns made of stainless steels are becoming required as aesthetical slender load bearing members. In the paper are summarized published analytical values concerning in-plane elastic critical loads and numerical collapse results of stayed columns made of low carbon steels with respect to their geometry and level of prestressing. Subsequently the FE model using ANSYS software is described to solve critical buckling loads and post-buckling paths with regards to 3D GMNIA (geometrically and materially nonlinear analysis with imperfections). Former CTU in Prague tests and recent detailed analyses of other authors are commented with respect to the presented 3D analysis. The comparisons deal with differences of 2D and 3D buckling, influence of initial deflection level, boundary conditions at central crossarm (fixed or sliding stays) and nonlinear stainless steel material. The value of friction of sliding stays at the crossarm and influence of material nonlinearity proved to be substantial especially for antisymmetrical buckling modes. Finally some recommendations for FE modelling and introduction of initial deflections are given.

Keyword

prestressed stayed columns; nonlinear buckling; 3D analysis; nonlinear material; crossarm, sliding stays, fixed stays.

1 Introduction

The stayed columns are usually formed by central steel tube of length L , mid-span crossarm with 4 arms of length a in angle $\alpha = 90^\circ$ and stays made of cables or rods, each with prestress T . However, common are also stayed columns with two, three or more crossarms along the span L in planar (crossarm with 2 arms in angle $\alpha = 180^\circ$) or triple (with angle $\alpha = 120^\circ$) arrangements, see Fig. 1. The basic setup shown in Fig. 2 was

analyzed analytically by Smith et al. [1] and Hafez et al. [2], resulting in principal determination of formulas for buckling loads under arbitrary stay prestress and also „optimal” prestress T_{opt} , giving maximal buckling load $N_{cr,max}$. Influence of initial deflections was studied by Wong and Temple [3], Chan et al. [4] and completely by Saito and Wadee [5], showing predominant buckling modes with respect to ratio $2a/L$, stay area A_s , and shape of initial deflections (respective modes are shown in Fig. 2). The stayed columns were also tested experimentally e.g. by Hafez et al. [2], Araujo et al. [6], Servitova and Machacek [7] and Osofero et al. [8], the last one revealing the post-buckling behavior of imperfect stayed columns depending on critical modes and level of prestress.



Fig. 1. Stayed members in Chiswick Park in London, Parc Central del Poblenou Barcelona, support of Grande Arche lift in Paris.

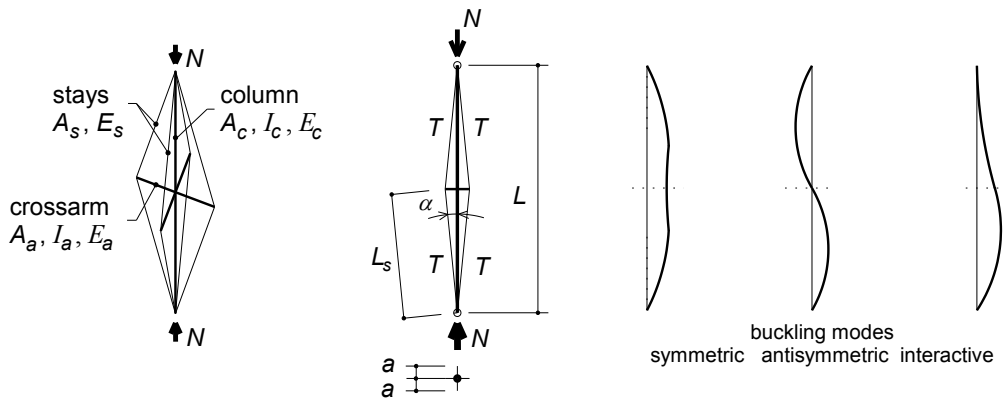


Fig. 2. Stayed column in basic set-up (left), geometry for analysis (right).

The post-buckling behavior was studied using geometrically nonlinear model and Ritz energy formulation by Saito and Wadee [9], validated by FEM (ABAQUS software). The results cleared up the stable or unstable paths of column behavior after buckling in both symmetric and antisymmetric buckling modes, followed by recommendation to determine design loading according to prestress values rather than buckling loads.

Recent parametrical study by Wadee et al. [10] followed the imperfection study [5] and FEM model [9]. Vast study introduced three levels of global column initial deflections ($L/1000$, $L/400$, $L/200$), various ratios $2a/L$ (to cover all possible buckling modes) and initial stay prestress up to $3T_{opt}$. The maximum load-carrying capacity N_{max} was then established by GNIA and respecting test results. The formulae of ratio N_{max}/N_{cr} for direct use in design are presented and partial safety factor $\gamma_{MI} = 1$ recommended. The simplified graphical presentation of these results is shown in Fig. 3, where critical load on vertical axis follows formulation by Hafez [2].

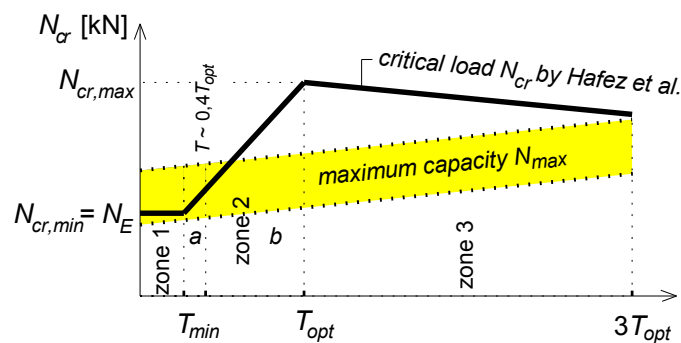


Fig. 3. Maximum load-carrying capacities N_{max} for stayed columns with respect to critical buckling loads N_{cr} versus the initial prestress T according [10].

All former analytical and numerical studies concerned elastic nonlinear 2D analysis, possibly extended for influence of 4 space arms/stays of the space perpendicular crossarm but with buckling in the direction of the arms. The connections between the stays, columns and the crossarm were assumed to be ideal hinges.

The present paper deals with the 3D behavior of the stayed columns using GMNIA (geometrically and materially nonlinear analysis with imperfections) with respect to dissimilarity of 2D and 3D behavior. Also stays sliding on the crossarm which may be advantageous from assembly point of view and material nonlinearity typical in stainless steel stayed columns are analyzed.

2 3D critical buckling loads of stayed columns

Analytical 2D analysis of the critical load and optimal prestress for a stayed column with a single crossarm according to Smith et al. [1] and Hafez et al. [2] is provided for convenience in the Appendix. Resulting relation of buckling loads versus initial stay prestressing was derived for planar buckling of stayed columns (in the direction of the crossarm arms), similarly as other numerical analyses mentioned in the Introduction. Nevertheless, the space stayed columns in tests buckled into the direction between the arms of the crossarm [7], where the stiffness is minimal. Therefore, the 3D solution using ANSYS software was employed to assess the difference towards the 2D analysis.

The column under investigation has the following parameters (span L , cross-section area A , second moment of area I , Young's modulus E):

- tube column $\text{Ø } 50 \times 2$ [mm]: $L = 5000$ mm, $A_c = 301.59$ mm², $I_c = 87009,6$ mm⁴, $E_c = 200000$ MPa,
- crossarm tube $\text{Ø } 25 \times 1.5$ [mm]: $a = 250$ mm, $A_a = 110.74$ mm², $I_a = 7675.7$ mm⁴, $E_a = 200000$ MPa,
- cable Macalloy stay $\text{Ø } 4$ mm: $L_s = 2513$ mm, $A_s = 12.57$ mm², $E_s = 200000$ MPa.
- Analytical analysis according to formulas given in the Appendix provides the following results:
 - Euler's critical buckling load of the column without stays $N_{cr} = 6.87$ kN,
 - maximal critical load of the stayed column with symmetrical buckling $N_{cr,max,sym} = 39.78$ kN,
 - maximal critical load of the stayed column with antisymmetrical buckling $N_{cr,max,anti} = 36.79$ kN,
 - optimal prestress $T_{opt} = 1.302$ kN.

Numerical ANSYS modeling use the following finite elements:

- column and crossarm tubes: BEAM188 (3D, $2 \times 6 = 12$ DOF, large deflections, material nonlinearity),
- cable stays: LINK180 (3D, $2 \times 3 = 6$ DOF, large deflections, material nonlinearity, introduced tension only),
- saddle at crossarm (in case of sliding stays): SHELL281 (3D, $8 \times 6 = 48$ DOF, large deflections, material nonlinearity).

The prestressing was introduced by the stay's thermal change and external loading by axial column displacement Δy . The respective prestressing loads and external column loading values were recalculated from the column reactions. Numerical procedure employed arc-length method to allow for unloading path (see Fig. 4).

To analyze critical loads of the prestressed stayed column for the full range of prestress values the geometrically nonlinear analysis (GNIA) is necessary, as revealed by Saito and Wadee [9]. If the prestress is small (zone 1) the tension in the stays under column loading disappears before the loading reaches the buckling (Euler's) load. With greater prestressing (zone 2) the stays remain effective (tensioned) up to instant of buckling. Afterwards the stays on the concave side become slack, giving higher than Euler's buckling load, necessary to be solved by nonlinear bifurcation analysis only. With large stay prestressing (zone 3) the stays remain effective (tensioned) for some time even after buckling.

Using GMNIA the introduction of initial deflections is necessary. The two decisive buckling modes were considered, shown in Fig. 4. The amplitudes $w_{0x} = w_{0z}$ were introduced in both arm directions (i.e. in the 3D space the amplitude value was $w_0\sqrt{2}$) and the sensitivity of the critical load on the amplitude were analyzed (just for symmetrical buckling mode) using $w_0 = L/500000 = 0.01$ mm, $w_0 = 0.05$ mm, $w_0 = 0.1$ mm.

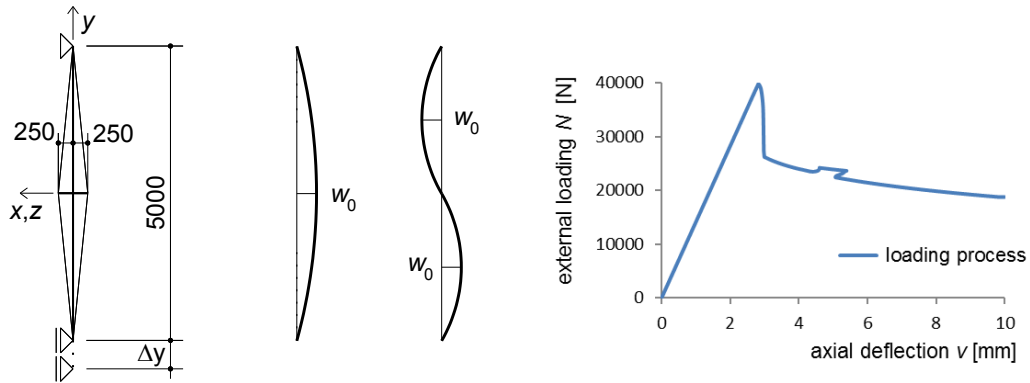


Fig. 4. Initial deflections (symmetrical and antisymmetrical mode, left) and a load-deflection path for optimal prestressing (right).

a. Stays hinged to the crossarm

The stayed column in its basic arrangement employs fixed hinged connections of the stays to the crossarm. The 3D GNIA results are shown in Fig. 5. Comparison of the 3D maximal critical values together with analytical 2D solution is presented in the Table 1. The final buckling mode for the given arrangement corresponds always to the introduced initial deflection shape, except of cases with antisymmetrical initial deflections and of small prestress (< 0.47 kN).

Table 1. Maximal critical loads and optimal prestressing

Initial deflection w_0 [mm]	Symmetrical mode		Antisymmetrical mode		Decisive $N_{cr,max}$ [kN]
	Optimal prestressing T_{opt} [kN]	Maximal critical load $N_{cr,max,sym}$ [kN]	Optimal prestressing T_{opt} [kN]	Maximal critical load $N_{cr,max,anti}$ [kN]	
0 (acc. [2], 2D)	1.41	39.79	1.30	36.79	36.79
0.01	1.51	39.73	1.35	36.18	36.18
0.05	1.58	39.25	-	-	-
0.10	1.61	38.62	-	-	-

The 3D GNIA with the small initial deflections give nearly identical critical loads as the 2D analytical analysis. Negligible differences may arise due to the imperfections, non-rigid crossarm and space buckling.

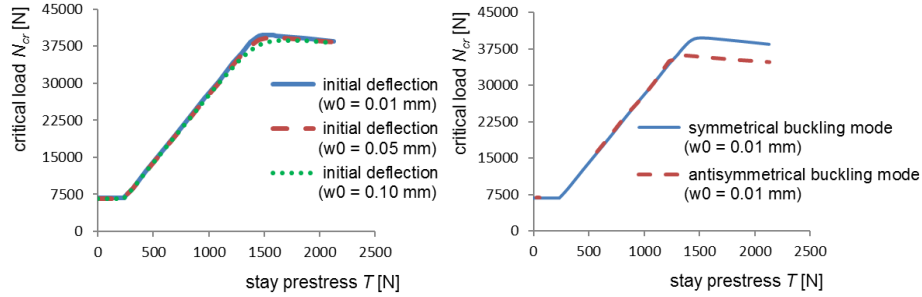


Fig. 5. Critical load versus prestress (per one stay) for symmetrical buckling mode (left) and comparison with antisymmetrical mode (right).

The space buckling is demonstrated in Fig. 6, showing a stayed column with a predominant symmetrical initial deflection in the direction of plane y - z ($w_{0x} = 0.01$ mm; $w_{0z} = 5$ mm). The column midspan deflection with increase of loading follows direction of the greater initial one and later traverse into space deflection, up to the buckling load value. The instant of change of the direction depends on value of prestress: the greater prestress, the higher value of the instant of change. Loss of prestress in the stays is also shown in Fig. 6.

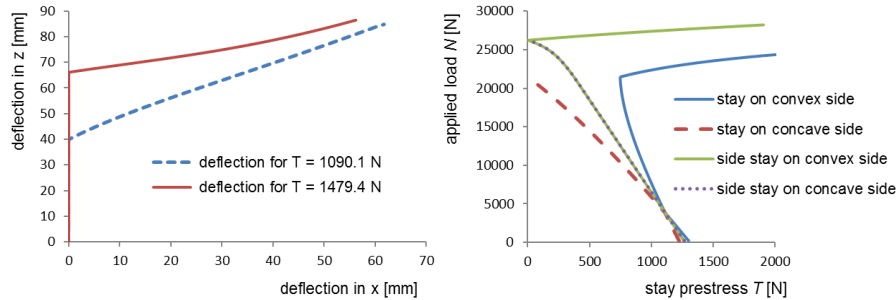


Fig. 6. The space buckling of initially symmetrically deflected column ($w_{0x} = 0.01$ mm; $w_{0z} = 5$ mm) and loss of prestress in the stays.

b. Stays sliding on the crossarm

Modelling requires use of shell elements and introduction of friction (coefficient ν) at the saddle-stay interface. Comparison of results for symmetrical buckling mode with $\nu = 0.1$ is given in Fig. 7. While maximal critical loads for the symmetrical buckling mode are nearly identical with values for fixed stays, in the case of sliding stays the antisymmetrical buckling gives much lower values (see Fig. 7 right, and compare with Fig. 5). This is due to sliding of stays after breaking the friction and restoring equilibrium in the stays.

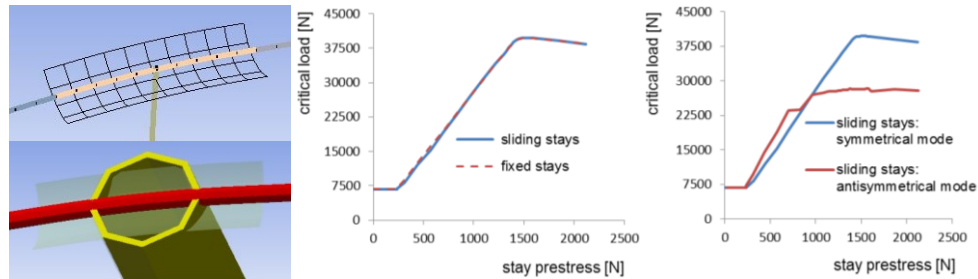


Fig. 7: Sliding saddle FE modeling (left), behavior and $N_{cr,max,sym}$ for fixed and sliding stays (right)

c. Effect of the material nonlinearity

In tests by Servitova and Machacek [7] the tubes of column and crossarm were made of austenitic stainless steel 1.4301. The stress-strain relationship of the material was received from the whole tube tension tests and introduced as multilinear isotropic into ANSYS analysis according to Fig. 8.

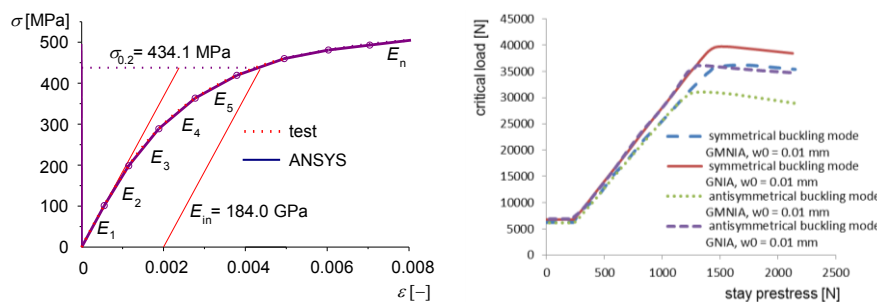


Fig. 8. Stress-strain relationship for austenitic steel 1.4301 (left), comparison of GNIA and GMNIA (right).

However, because the stress at the maximal critical load is rather low ($< \sim 132$ MPa), the $N_{cr,max}$ in comparison with formerly introduced steel (constant $E = 200$ GPa, while here $E_1 = 184$ GPa, $E_2 = 161$ MPa) are lower roughly according to ratios of these modules (ANSYS gives GNIA/GMNIA in symmetrical mode 0.91, in antisymmetrical mode 0.86).

3 Conclusions

- GNIA in 3D proved buckling of the prestressed stayed columns in the space (between the arms). Nevertheless, the 2D critical loads received for the buckling in the direction of the arms gives nearly identical values.
- Amplitudes of initial deflections (w_0) using 3D GNIA affect substantially the buckling behavior and value of the respective critical load N_{cr} . From the sensitivity study the values $w_0 \leq L/500000$ may well be recommended for calculation of the bifurcation load corresponding to LBA.
- Stays sliding on the crossarm with friction $\nu = 0.1$ and symmetrical buckling mode give nearly identical critical loads as for the fixed stays for various

prestressing in all zones 1, 2, 3 including $N_{cr,max}$. Nevertheless, in antisymmetrical buckling mode the critical loads are substantially lower. The required values of friction needed to keep the critical load the same as for fixed stays is still under investigation.

- Stainless steel with respect to material nonlinearity gives slightly lower values of critical loads both in symmetrical and antisymmetrical buckling.

Acknowledgements

Support of the Czech Technical University in Prague and grant of the Czech Grant Agency GACR No. 13-25781S is gratefully acknowledged.

Appendix

Summary of the analytical analysis by Smith et al. [1] and Hafez et al. [2] covers bifurcation of a stayed column with single crossarm in the mid-span (Fig. 2). The buckling load results from geometrical relations, equilibrium conditions and Hook's law. The basic assumptions are:

- The column cross section is symmetrical, ideally straight and concentrically loaded.
- The connection between the column and the crossarm is perfectly rigid.
- The connection between the stays, the column and the crossarm is assumed as ideally hinged.
- The axial deformation of the crossarm is neglected.
- The buckling is supposed to be in the plane of arms of the crossarm.

The column may buckle in symmetrical or antisymmetrical mode according to Fig. 2. The modes depends on geometry of the stayed column (symmetrical mode usually corresponds to short arms), rigidity ratio of the column and arms and value of the stay prestress. While the symmetrical mode is considerably influenced by small changes in either crossarm member length or the stay diameter, for antisymmetrical mode these parameters are much less important.

Characteristics of the column (of length L):

A_c [mm²], I_c [mm⁴], E_c [MPa] the cross-sectional area, second moment of area, Young's modulus,

$K_c = \frac{E_c A_c}{L}$ [N/mm], $B_c = \frac{8E_c I_c}{L^3}$ [N/mm] the axial and bending stiffness.

Characteristics of the crossarm member (of length a):

A_a [mm²], I_a [mm⁴], E_a [MPa] the cross-sectional area, second moment of area, Young's modulus,

$K_a = \frac{E_a A_a}{a}$ [N/mm], $B_a = \frac{E_a I_a}{a^3}$ [N/mm] the axial and bending stiffness.

Characteristics of the stays (of length L_s):

A_s [mm²], E_s [MPa] the cross-sectional area, Young's modulus,

$$K_s = \frac{E_s A_s}{L_s} \text{ [N/mm]} \quad \text{the axial stiffness.}$$

The critical buckling load is given by usual expression:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E_c I_c}{(\beta L)^2} \quad (A.1)$$

in which the possible limits follow the boundary conditions (considering the column as ideally hinged in its ends):

Column without the stays: $\beta = 1$ (i.e. $N_{cr} = N_E$, Euler's load).

Stays and crossarm are infinitely rigid (i.e. column built-in at midspan): $\beta = 0.35$ (i.e. $N_{cr} \approx 8.18 N_E$).

Therefore, theoretically the critical load may range from N_E to $8.18 N_E$. The analytical analysis resulted into relation of the critical load to initial prestress as shown in Fig. A1.

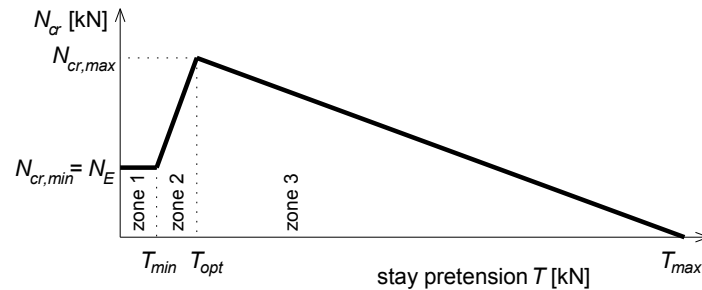


Fig. A1. Initial stay prestress (per stay) versus buckling load of the column.

Zone 1:

The prestress is very low ($T < T_{min}$) so that tension in the stays disappears, column behaves as an unstayed column and buckling load equals to the Euler load $N_{cr,min} = N_E$. For the prestress in which the tension disappears yields

$$T_{min} = C_1 N_E \quad (A.2)$$

in which

$$C_1 = \frac{\cos \alpha}{2K_c \left(\frac{1}{K_s} + \frac{2 \sin^2 \alpha}{K_a} + \frac{n \cos^2 \alpha}{2K_c} \right)} \quad (A.3)$$

For space crossarm (4 stays) $n = 4$, for planar arrangement (2 stays) $n = 2$.

Zone 2:

The prestress is larger than the minimum one (T_{min}), but equal or less than the optimum one (T_{opt}), in which the buckling load reaches its maximum value $N_{cr,max}$. The prestress in the stays is active (non-zero) up to instant of buckling. The buckling load in this zone is given by

$$N_{cr,2} = \frac{T}{C_1} \quad (A4)$$

Zone 3:

The prestress is greater than optimum one (T_{opt}). The stays remain active (tensioned) yet after buckling. The prestress in the stays increases the column loading and consequently decreases the buckling load of the column. The maximum possible prestress, causing buckling of the column itself without any applied load, is given by

$$T_{max} = \frac{N_{cr,max}}{n \cos \alpha} \quad (A5)$$

Again, for space crossarm (4 stays) $n = 4$, for planar arrangement (2 stays) $n = 2$.

The column buckling load in this zone may be obtained from

$$N_{cr,3} = (N_{cr,max} - nT \cos \alpha) C_2 \quad (A6)$$

in which

$$C_2 = 1 + \frac{n \cos^2 \alpha}{2K_c \left(\frac{1}{K_s} + \frac{2 \sin^2 \alpha}{K_a} \right)} \quad (A7)$$

Determination of the maximum buckling load $N_{cr,max}$ depends on the buckling mode (Fig. 2) and follows from solution of goniometric equations for value of kl given by

$$kl = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{N}{E_c I_c}} \quad (A8)$$

For symmetric mode of buckling the equation is as follows

$$\frac{2K_s}{B_c} \sin^2 \alpha = \frac{(kl)^3}{kl - \operatorname{tg} kl} \quad (A9)$$

For antisymmetric mode of buckling the equation is given by

$$\frac{B_c}{\sin^2 \alpha} \left(\frac{\cos^2 \alpha}{3B_a} + \frac{1}{2K_s} \right) = \frac{kl - \operatorname{tg} kl}{(kl)^2 \operatorname{tg} kl} \quad (A10)$$

The maximum possible buckling load (Fig. A1) follows from minimum value of kl (kl_{min} corresponding to the decisive buckling mode) and from eq. (A8) yields

$$N_{cr,max} = \frac{4(kl_{min})^2 E_c I_c}{L^2} \quad (A11)$$

Corresponding optimum prestress per stay is given by

$$T_{opt} = N_{cr,max} C_1 \quad (A12).$$

References

- [1] Smith RJ, McCaffrey GT, Ellis JS. Buckling of a single-crossarm stayed column. *J. Struct. Div. ASCE* 1975;11071 ST1:249-68.
- [2] Hafez HH, Temple MC, Ellis JS. Pretensioning of single-crossarm stayed columns. *J. Struct. Div. ASCE* 1979;14362 ST2:359-75.
- [3] Wong KC, Temple MC. Stayed columns with initial imperfections. *J. Struct. Div. ASCE* 1982;108 ST7:1623-40.
- [4] Chan SL, Shu G, Lü Z. Stability analysis and parametric study of pre-stressed stayed columns. *Eng. Struct.* 2002;24:115-24.
- [5] Saito D, Wadee MA. Numerical studies of interactive buckling in prestressed steel stayed columns. *Eng. Struct.* 2009;31:432-443.
- [6] Araujo RR, Andrade SAL, Vellasco PCGS, Silva JGS, Lima LRO. Experimental and numerical assessment of stayed steel columns. *J. Construct. Steel Research* 2008;64:1020-9.
- [7] Servitova K, Machacek J. Analysis of stainless steel stayed columns. In: *6th Int. Symp. Steel Structures*, Seoul: Korean Society of Steel Construction; 2011, p. 874-81.
- [8] Osofero AI, Wadee MA, Gardner L. Experimental study of critical and post-buckling behaviour of prestressed stayed steel columns. *J. Construct. Steel Research* 2012;79:226-41.
- [9] Saito D, Wadee MA. Post-buckling behaviour of prestressed steel stayed columns. *Eng. Struct.* 2008;30:1224-39.
- [10] Wadee MA, Gardner L, Osofero AI. Design of prestressed stayed columns. *J. Construct. Steel Research* 2013;80:287-98.

Ing. Radek Píchal

Fakulta stavební, ČVUT v Praze,
Thákurova 7, 166 29 Praha 6
244 353 745
radek.pichal@cvut.cz
www.fsv.cvut.cz

Prof. Ing. Josef Macháček, DrSc.

Fakulta stavební, ČVUT v Praze,
Thákurova 7, 166 29 Praha 6
244 353 745
machacek@fsv.cvut.cz
www.fsv.cvut.cz

VYHODNOCENÍ LOMOVÝCH TESTŮ TĚLES Z BETONŮ S ROZPTÝLENOU VÝZTUŽÍ S KVANTIFIKACÍ Vlivu DRÁTKŮ

EVALUATION OF FRACTURE TESTS OF FIBRE REINFORCEMENT CONCRETE SPECIMENS WITH EFFECT OF STEEL FIBRES QUANTIFICATION

**Iva Rozsypalová, Tomáš Majda, Hana Šimonová,
Zbyněk Keršner, Luboš Pazdera**

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební

Abstrakt

Cílem článku je demonstrovat pokročilé vyhodnocení série vybraných lomových zkoušek tříbodovým ohybem těles z drátkobetonu stáří 28 dní. Po korekci naměřených dat programem GTDiPS proběhla aproximace předpokládaného příspěvku drátků v zatěžovacím diagramu pomocí polynomické regresní funkce. Odečtením aproximované části od celého diagramu byla získána představa o vlivu matrice (beton bez drátků). Použitím programu StiCrack se počítaly hodnoty modulu pružnosti, lomové houževnatosti a lomové energie, a to z původního diagramu, i z diagramu vystihujícího chování matrice. Byl kvantifikován vliv drátků na hodnoty zmíněných parametrů, přičemž porovnání zahrnovalo i vliv uložení těles při jejich zrání.

Klíčová slova

Drátkobeton, lomový test, zatěžovací diagram síla–posun, program GTDiPS, program StiCrack

1 Úvod

Beton patří k nejpoužívanějším stavebním materiálům. Užitím rozptýlené výztuže (například drátků) lze u tohoto kompozitu dosáhnout i při malých dávkách vláken výrazně tažné odezvy na mechanické zatěžování. Pro účely návrhu vláknobetonu je možno tuto odezvu pokročile analyzovat a kvantifikovat odděleně vliv rozptýlené výztuže v matrici – nevyztuženém betonu. V předkládaném příspěvku se autoři zaměřili na demonstraci takovéto pokročilé analýzy při vyhodnocení lomových zkoušek těles z drátkobetonu. Podrobnosti o sérii zkoušek lze nalézt v článku Lehký et al. (2015), přičemž ukázka dekompozice naměřených zatěžovacích diagramů síla vs. otevření trhliny/zářezu je předmětem příspěvku Havlíková et al. (2016). V tomto článku se

pozornost věnuje využití dekompozice zatěžovacích diagramů síla vs. posun z vybraných sad zmíněných experimentů a využívají se některé výsledky z práce Majda (2016).

2 Detaily lomových experimentů

K lomovým testům posloužila tělesa s nominálními rozměry $150 \times 150 \times 550$ mm, která byla před zkouškou opatřena centrálním zářezem do hloubky 50 mm. Experimenty probíhaly v konfiguraci tříbodového ohybu hranolů se zářezem v oblasti tažených vláken, zatěžování s požadavkem konstantního posunu zajišťoval lis FPZ100/1. Zkoušky byly ukončeny při dosažení hodnoty otevření zářezu 4 mm. Výstupy z testů obsahovaly s četností 5 Hz následující data (posloupnost 4 dimenzí): čas, síla, posun ve smyslu průhybu uprostřed rozpětí a otevření ústí trhliny/zářezu. Pro další vyhodnocení byly využity digramy síla–posun (průhyb) pro tělesa z drátkobetonu stáří 28 dní, přičemž jedna sada těles zrála v laboratorních podmínkách (dále označováno jako DI28) a druhá ve vodním uložení (DI28w). Beton odpovídal třídě C50/60, drátky Dramix 5D byly dávkovány 25 kg na 1 m^3 hotového drátkobetonu. Každá sada obsahovala 7 trámců, takže bylo celkem analyzováno 14 diagramů síla–posun.

3 Úpravy zatěžovacích diagramů

Data z měření byla korigována a dále zpracovávána v programu GTDiPS (*General Transformation of Discrete Point Sequence*) – viz Frantík a Mašek (2014). Z nabízených položek programu se použily následující funkce:

- *Dimension Swap* – Zamění dvě zadané datové dimenze.
- *Resize* – Umožňuje změnit délku posloupnosti dat přidáním nebo ubráním bodů na obou koncích.
- *Delta Weighted Moving Average* – Vypočítá vážený klouzavý průměr všech dimenzí (z daného počtu po sobě jdoucích bodů). Váhová funkce má tvar rovnoramenného trojúhelníku s vrcholem uprostřed periody.
- *Soft Start Replacement* – Odstraní počáteční část posloupnosti končící bodem, ve kterém je maximální hodnota příslušné numerické derivace. Poté aproximuje počáteční část sekvence přímkou. Tato přímka je použita k extrapolaci pro nalezení průsečíku s nulovou osou. Nakonec posune posloupnost tak, aby extrapolovaná posloupnost začínala v počátku souřadného systému.
- *Polynomial Gap Filler* – Hledá definované mezery v posloupnosti bodů. V případě nalezení mezery provede aproximaci polynomem a doplní nové body ležící na aproximačním polynomu.
- *Constant Weight* – Sníží počet bodů vytvořením aritmetického průměru souřadnic daného počtu po sobě jdoucích bodů.
- *Equidistant Spline Interpolar* – Vytváří novou ekvidistantní posloupnost bodů ležících na n dimenzionální parametrické kubické křivce proložené původní posloupností.
- *Negative Value Trim* – Maže body se zápornou hodnotou svislé souřadnice.

Po korekci naměřených dat programem GTDiPS proběhla aproximace předpokládaného příspěvku drátků v zatěžovacím diagramu pomocí polynomické regresní funkce. Odečtením aproximované části od celého diagramu byla získána představa o vlivu matrice (beton bez drátků). Použitím programu StiCrack (Stibor, 2014) se spočítaly hodnoty modulu pružnosti, (efektivní) lomové houževnatosti a lomové energie (Karihaloo, 1995), a to z původního diagramu, i z diagramu vystihujícího chování matrice.

4 Výsledky

Výsledné dílčí hodnoty (včetně případných vyloučených odlehlých hodnot v závorkách) sledovaných parametrů a jejich základní statistické charakteristiky (aritmetický průměr x , výběrovou směrodatnou odchylku s , variační koeficient v_k – ty jsou naopak případně uvedeny v závorkách při zahrnutí i vyloučených dílčích hodnot) představují Tab. I. až Tab. VIII. Jde o statický modul pružnosti, lomovou houževnatost, případně efektivní lomovou houževnatost, a specifickou lomovou energii. Relativní hodnoty aritmetických průměrů těchto parametrů uvádí Tab. IX., kdy pro kvantifikaci vlivu drátků na sledované parametry ve vztahu k betonové matici odpovídá hodnota 1 parametru pro drátkobeton a pro kvantifikaci vlivu prostředí zraní těles na tyto parametry odpovídá hodnota 1 vždy výsledkům pro kompozity zrající v laboratorních podmínkách.

Tab. I. Statický modul pružnosti [GPa] – drátkobeton DI28 (vlevo) a matrice

Měření	x	s	v_k [%]	Měření	x	s	v_k [%]					
37,5	39,8 (42,6)	3,2 (8,0)	8,1 (18,8)	37,0	35,8 (39,1)	4,5 (9,7)	12,7 (24,7)					
(59,5)				36,1				38,9	42,3	44,8	39,1	35,1
36,1				38,9				42,3	44,8	39,1	35,1	
38,9				42,3				44,8	39,1	35,1		
42,3				44,8				39,1	35,1			
44,8				39,1				35,1				
39,1				35,1								
35,1												

Tab. II. Statický modul pružnosti [GPa] – drátkobeton DI28w (vlevo) a matrice

Měření	x	s	v_k [%]	Měření	x	s	v_k [%]					
(67,3)	47,7 (50,5)	4,6 (8,5)	9,6 (16,9)	(68,1)	44,6 (47,9)	6,2 (10,5)	13,9 (22,0)					
46,6				45,6				49,6	40,9	48,6	54,6	55,2
45,6				49,6				40,9	48,6	54,6	55,2	
49,6				40,9				48,6	54,6	55,2		
40,9				48,6				54,6	55,2			
48,6				54,6				55,2				
54,6				55,2								
55,2												

Tab. III. Lomová houževnatost [MPa m^{1/2}] – drátkobeton DI28 (vlevo) a matrice

Měření	<i>x</i>	<i>s</i>	<i>v_k</i> [%]	Měření	<i>x</i>	<i>s</i>	<i>v_k</i> [%]
0,984	1,130	0,124	10,9	0,887	0,889	0,100	11,3
1,105				0,902			
1,264				0,761			
1,098				0,768			
1,330				1,051			
1,032				0,937			
1,095				0,914			

Tab. IV. Efektivní lomová houževnatost [MPa m^{1/2}] – matrice DI28

Měření	<i>x</i>	<i>s</i>	<i>v_k</i> [%]
1,312	1,390	0,257	18,5
1,694			
1,102			
1,112			
1,761			
1,388			
1,360			

Tab. V. Lomová houževnatost [MPa m^{1/2}] – drátkobeton DI28w (vlevo) a matrice

Měření	<i>x</i>	<i>s</i>	<i>v_k</i> [%]	Měření	<i>x</i>	<i>s</i>	<i>v_k</i> [%]
1,306	1,230	0,110	8,9	1,080	0,953	0,090	9,5
1,207				0,909			
1,307				0,940			
1,317				0,983			
1,020				0,811			
1,293				0,910			
1,161				1,040			

Tab. VI. Efektivní lomová houževnatost [MPa m^{1/2}] – matrice DI28w

Měření	<i>x</i>	<i>s</i>	<i>v_k</i> [%]
2,085	1,596	0,319	20,0
1,222			
1,828			
1,502			
1,212			
1,747			
1,576			

Tab. VII. Specifická lomová energie [J/m^2] – drátkobeton DI28 (vlevo) a matrice

Měření	x	s	v_k [%]	Měření	x	s	v_k [%]
1802	2625	855	32,6	147	117	31	26,8
2324				108			
3366				89			
3400				64			
3446				145			
1291				138			
2749				128			

Tab. VIII. Specifická lomová energie [J/m^2] – drátkobeton DI28w (vlevo) a matrice

Měření	x	s	v_k [%]	Měření	x	s	v_k [%]
2222	3172	765	24,1	146	140	23	16,3
3542				121			
3336				155			
3996				119			
4087				169			
2343				111			
2681				159			

Tab. IX. Relativní hodnoty aritmetických průměrů parametrů [–]

Parametr	Zrání těles	Vliv drátků		Vliv zrání	
		Drátko-beton	Matrice	Drátko-beton	Matrice
Statický modul pružnosti	DI28	1,00	0,90	1,00	1,00
	DI28w	1,00	0,94	1,20	1,25
Lomová houževnatost	DI28	1,00	0,79	1,00	1,00
	DI28w	1,00	0,77	1,09	1,07
Efektivní lomová houževnatost	DI28	–	–	–	1,00
	DI28w	–	–	–	1,15
Specifická lomová energie	DI28	1,000	0,045	1,00	1,00
	DI28w	1,000	0,044	1,21	1,20

5 Závěr

V příspěvku autoři na příkladu vybraných lomových testů těles z drátkobetonu stáří 28 dní demonstrovali potenciál pokročilé analýzy naměřených diagramů síla vs. posun. Pomocí dekompozice těchto diagramů a jejich vyhodnocení bylo možno předložit následující závěry:

- Přídavek drátků v betonové matici vyvolal ztužení a zhouževnatění kompozitu. Ovlivnil již hodnoty statického modulu pružnosti – zvýšení činilo 6–10 %. Podstatně zvýšil hodnotu lomové houževnatosti – o více než 20 % – a především pak hodnotu specifické lomové energie – o 95 %.
- Zrání zkušebních těles ve vodním uložení způsobilo oproti zrání v laboratorních podmínkách ztužení a zhouževnatění kompozitu. Zvýšení hodnot statického modulu pružnosti činilo u drátkobetonu (respektive betonové matrice) 20 %

(25 %), lomové houževnatosti 9 % (7 %; 15 % to bylo v případě efektivní lomové houževnatosti) a specifické lomové energie 21 % (20 %).

Poděkování

Tento příspěvek vznikl za finanční podpory Grantové agentury České republiky, projekt 16-18702S AMIRI, a projektu LO1408 AdMaS UP – Pokročilé materiály, konstrukce a technologie, podporovaného Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy České republiky v rámci Národního programu udržitelnosti I.

Literatura

- 1 HAVLÍKOVÁ, Ivana; FRANTÍK, Petr; SCHMID, Pavel; ŠIMONOVÁ, Hana; VESELÝ, Václav; ABDULRAHMAN, Alaa; KERŠNER, Zbyněk. Components of Fracture Response of Steel Fibre Reinforced Concrete Specimens. In *Applied Mechanics and Materials: Applied Methods of the Analysis of Static and Dynamic Loads of Structures and Machines II*, Trans Tech Publications, Switzerland, 2016, ISSN 1660-9336, ISBN 978-3-03835-531-1.
- 2 LEHKÝ, David; HAVLÍKOVÁ, Ivana; KERŠNER, Zbyněk; NOVÁK, Drahomír; ŠIMONOVÁ, Hana; ŘOUTIL, Ladislav; ABDULRAHMAN, Alaa; SCHMID, Pavel; KRUG, Bernard. Advanced Evaluation of the Fracture Response of Steel Fibre-Reinforced Concrete Specimens. In *CONCREEP-10 Mechanics and Physics of Creep, Shrinkage, and Durability of Concrete and Concrete Structures*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2015, ISBN 978-0-7844-7934-6.
- 3 MAJDA, Tomáš. Pokročilé vyhodnocení vybraných lomových testů těles z betonů s rozptýlenou výztuží. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební; bakalářská práce, 2016. 84 s.
- 4 FRANTÍK, Petr; MAŠEK, Jan. Aplikace GTDiPS. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, 2014.
- 5 STIBOR, Miroslav. Lomové parametry kvazikřehkých materiálů a jejich určování. Brno, 2004. Disertační práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební; disertační práce, 2004. 234 s.
- 6 KARIHALOO, Bushan, Lal. *Fracture Mechanics and Structural Concrete*. Essex: Longman Scientific and Technical, 1995, ISBN 0-582-21582-X.

Ing. Iva Rozsypalová

Vysoké učení technické v Brně,
Fakulta stavební,
Ústav stavebního zkušebnictví
Veveří 331/95, 602 00 Brno
541 147 829
rozsypalova.i@fce.vutbr.cz
www.fce.vutbr.cz

Ing. Hana Šimonová, Ph.D.

Dtto,
Ústav stavební mechaniky
541 147 381
simonova.h@fce.vutbr.cz

prof. Ing. Luboš Pazdera, CSc.

Dtto,
Ústav fyziky
541 147 657
pazdera.l@fce.vutbr.cz

Bc. Tomáš Majda

Dtto, student
Ústav stavební mechaniky
541 147 362
MajdaT@study.fce.vutbr.cz

prof. Ing. Zbyněk Keršner, CSc.

Dtto,
Ústav stavební mechaniky
541 147 362
kersner.z@fce.vutbr.cz

LEHKÉ BETONY ZA VYSOKÉ TEPLoty

LIGHTWEIGHT CONCRETE EXPOSED TO HIGH TEMPERATURE

Milan Rydval, Jiří Kolísko, Tomáš Bittner, David Čítek

Kloknerův ústav, ČVUT v Praze

Abstrakt

Požární odolnost staveb je závislá na odolnosti jednotlivých materiálů vystavených zatížení vysokou teplotou. V současné době jsou u stavebních materiálů primárně udávány jejich residuální pevnosti, čili pevnosti, které jsou stanoveny po vystavení materiálu účinkům vysoké teploty, jejich ochlazení a zkoušení za běžné teploty ($T = 20^{\circ}\text{C}$). Tyto výsledky jsou cenné pro hodnocení konstrukce vystavené vysoké teplotě. tomto článku jsou uváděny a porovnávány výsledky pevnosti lehkých betonů v tlaku nejen vystavených vysoké teplotě a zkoušené za teploty běžné, ale také zkoušené při vysoké teplotě.

Klíčová slova

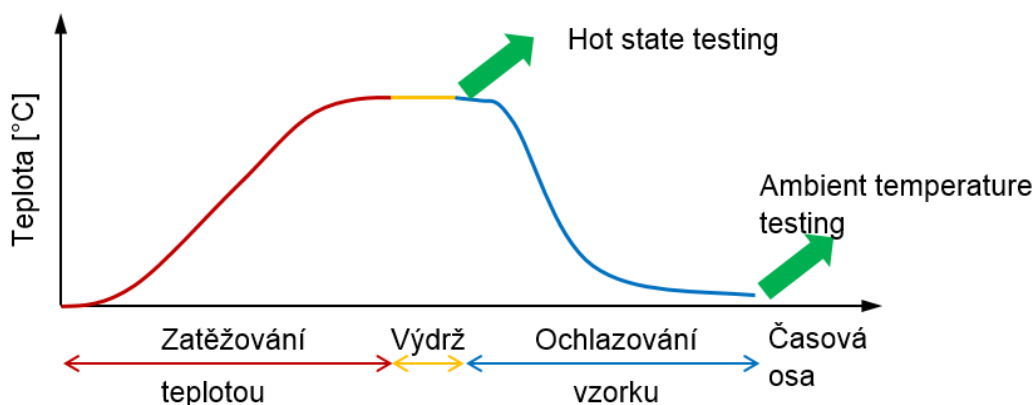
residuální pevnosti; lehký beton; teplotní namáhání; pevnost za vysoké teploty

1 Úvod

Odolnost stavebních materiálů vůči vysokým teplotám obecně je udávána jako časový údaj, po který je konstrukce z daného materiálu schopna odolávat požáru, než dojde k jejímu zřícení. Pakliže je daná konstrukce i po vystavení extrémnímu teplotnímu namáhání stabilní, lze provést po jejím vychladnutí mechanicko-fyzikální testy, kterými lze získat residuální hodnoty únosností. Tyto hodnoty nalézají své uplatnění pro posouzení a rozhodnutí o další existenci konstrukce vystavené účinkům vysoké teploty. U stavebních materiálů lze tyto hodnoty stanovovat i v „běžné peci“, jelikož režim zatěžování a samotná zkouška je prováděna na tělese vychladnutém. Zkoušení residuálních pevností je prováděno od roku 1950 [1].

Výzkum v oblasti vlastností stavebních materiálů vystavených účinkům vysoké teploty lze v současné době rozdělit do dvou odvětví. Prvním odvětvím je stanovování residuálních pevností materiálů (dále označováno „ambient temperature testing“), druhým odvětvím je pak stanovování vlastností během teplotního namáhání (dále

označováno „hot state testing“). Režim zatěžování teplotou je u obou odvětví stejný až do fáze, kdy je vzorek ochlazován. Při stanovování residuálních pevností je zkušební vzorek nejprve ochlazen na teplotu okolního prostředí a poté vyzkoušen, kdežto v druhém případě je vzorek nejprve odzkoušen a teprve poté je ochlazen, aby mohl být vyjmut ze zkušebního zařízení. Časové schéma obou typů zkoušek je uvedeno na Obr. 1.



Obr. 1 Časové schéma zkoušek v režimu „hot state testing“ a „ambient temperature testing“

I přes zkoušení residuálních pevností se setkáváme s označením „zkoušení za vysokých teplot“. V drtivé většině případů se jedná o zkoušky těles, která byla zkoušena až po jejich vychladnutí („ambient temperature testing“) nebo o zkoušky na tělesech, která byla vyjmuta z teplotní komory (většinou nižší teploty do $T_{\max} = 400^{\circ}\text{C}$) a poté zkoušena ve standardním zkušebním zařízení. Je tedy zřejmé, že dané výsledky nekorespondují se zkoušením za vysoké teploty a získané výsledky neumožňují přímé posouzení odolnosti stavební konstrukce vysoké teplotě či požáru [3].

2 Experimentální část zkoušení

V rámci experimentálního programu byla vyrobena série zkušebních těles z různých materiálů, která byla zkoušena v obou režimech, tedy jak v režimu „ambient temperature testing“, tak i v režimu „hot state testing“. Přehled materiálů, vzorků a režimů zkoušení jsou uvedeny v následující Tab I.

Tab. 1. Přehled režimu zkoušení pro jednotlivé materiály a zkušební tělesa

Označení materiálu	PP vlákna	Tvar zkušební tělesa	Režim zkoušení
C 30/37	ne	krychle 150 mm	1
		válec 80/240 mm	1
			2
C 30/37	ano, $V_f = 0,9 \text{ kg/m}^3$	krychle 150 mm	1
LC 35/38	ne	krychle 150 mm	1
		válec 80/240 mm	2
	ano, $V_f = 0,9 \text{ kg/m}^3$	krychle 150 mm	1
		válec 80/240 mm	2
LC 16/18	ano, $V_f = 1,8 \text{ kg/m}^3$	krychle 150 mm	1
		ne	válec 80/240 mm

Poznámka: 1 – „Ambient temperature testing“
2 – „Hot state testing“

Z každého materiálu byla vyrobena a odzkoušena minimálně tři zkušební tělesa. Zkušební tělesa byla uložena 24 hodin ve formě, poté až do stáří 28 dní byla uložena v normovém vodním uložení. Po 28 dnech od výroby byly vzorky přesunuty z vodního uložení do laboratorních podmínek, ve kterých byly vzorky uloženy dalších 90 dní. Po této době byly vzorky vystaveny teplotnímu namáhání. Zkušební válce byly koncovány broušením dle EN 12390-1 [2] ve stáří 56 dní od výroby. Vzhledem k rozdílnému tvaru zkušebních těles a režimu zatěžování jsou dále uváděny relativní pevnosti, kdy jako výchozí hodnota je brána pevnost materiálu v tlaku při 20°C. Všechna tělesa byla zahřata na následující teploty: 200°C, 400°C, 600°C, 800°C a 1000°C. Díky režimu zkoušení „ambient temperature testing“ byly získány residuální pevnosti betonu v tlaku, zatímco v režimu „hot state testing“ byly získány pevnosti odpovídající pevnosti betonu v tlaku přímo při zatížení teplotou. Teplotní spád byl s ohledem na požární křivky zvolen 15°C/min, při dosažení maximální teploty byly vzorky touto teplotou temperovány po dobu 90 minut.

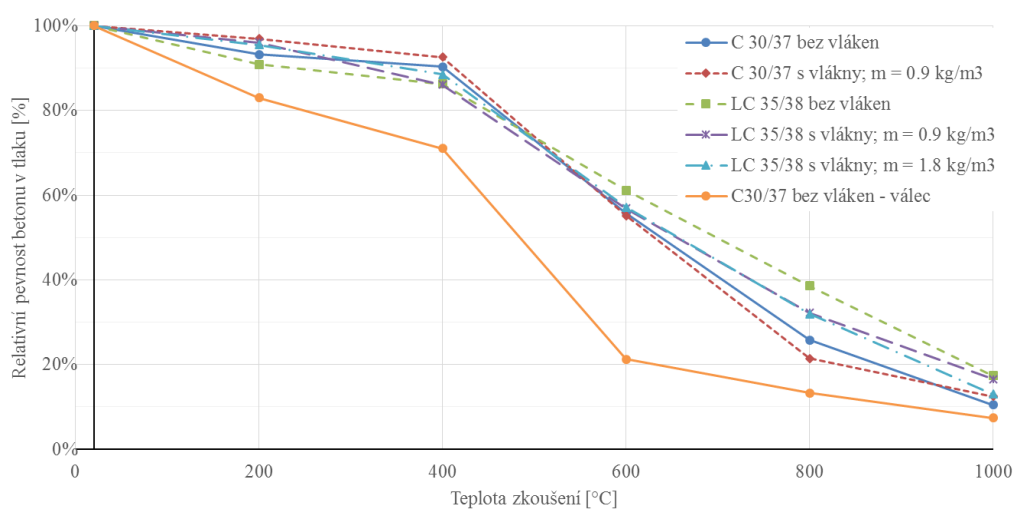
a. Stanovení residuálních pevností v režimu ambient temperature testing

První část výzkumu byla zaměřena na stanovení residuálních pevností betonu v tlaku. Stanovování residuálních pevností bylo provedeno na zkušebních krychlích o hraně 150 mm z hutného betonu C 30/37 a krychlích z lehkého betonu LC 35/38. Některá zkušební tělesa byla vyztužena krátkými polypropylenovými vlákny. Z betonu C 30/37 byly kromě zkušebních krychlí vyrobeny i válce o průměru 80 mm a výšce 240 mm. Přehled použitých materiálů a zkušebních těles je uveden v tabulce 1. Krychle byly vypalovány v elektrické peci po dvojici, válce byly vypalovány samostatně. Po dosažení požadované teploty T_{max} a temperování po dobu 90 minut byly vzorky přirozeně ochlazovány na teplotu 20°C a poté byla tělesa z pece vyjmuta a zkoušena v běžném zkušebním lisu. Takto získané výsledky pak odpovídají residuálním pevnostem. Vzhledem k rozdílnému geometrickému tvaru zkušebních těles a rozdílnému stáří od výroby byly zjištěné pevnosti přepočteny na pevnosti relativní, tedy poměr residuální pevnosti při zatížení teplotou T_{max} poděleno teplotou referenčních vzorků zkoušených

při teplotě $T_0 = 20^\circ\text{C}$. V následující Tab II a Obr. 2 jsou uvedeny relativní residuální pevnosti pro jednotlivé záměsí a zkušební tělesa. Z výsledků je patrné, residuální pevnosti u hutného betonu jsou srovnatelné s residuálními pevnostmi lehkého betonu. Vliv vláken na residuální pevnosti je zanedbatelný.

Tab. II. Průměrné hodnoty residuálních pevností hutného a lehkého betonu – zkušeno při laboratorní teplotě $T_0 = 20^\circ\text{C}$

Označení materiálu	PP vlákna	Tvar zkušební tělesa	Relativní residuální pevnost [%]					
			20° C	200° C	400° C	600° C	800° C	1000° C
C 30/37	ne	krychle 150 mm	100	93	90	56	26	10
		válec 80/240 mm	100	83	71	21	13	7
C 30/37	$V_f = 0,9 \text{ kg/m}^3$	krychle 150 mm	100	97	93	55	21	13
LC 35/38	ne	krychle 150 mm	100	91	86	61	39	17
	$V_f = 0,9 \text{ kg/m}^3$	krychle 150 mm	100	96	86	57	32	17
	$V_f = 1,8 \text{ kg/m}^3$	krychle 150 mm	100	96	89	57	32	13



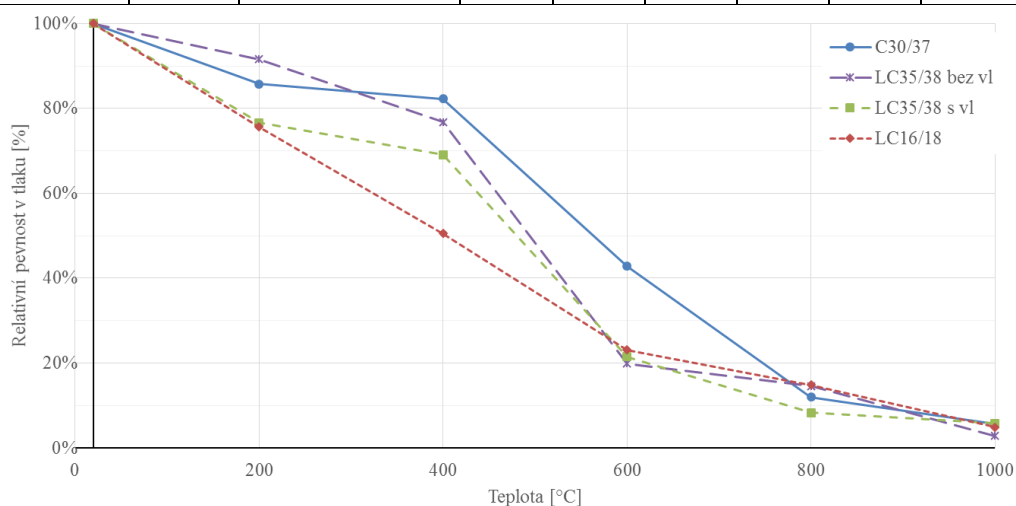
Obr. 2 Výsledky zkoušek residuálních pevností zkoušených betonů v tlaku – režim zkoušení ambient temperature testing

b. Stanovení pevnosti v tlaku za vysoké teploty v režimu hot state testing

V rámci druhé části projektu byly stanoveny pevnosti betonu v tlaku za vysoké teploty zkoušením v režimu „hot state testing“. V rámci druhé části byla zkoušena pouze válcová zkušební tělesa průměru 80 mm a výšky 240 mm, která byla zkoušena ve stáří minimálně 180 dní. Válce byly zahřívány teplotou v průchozí elektrické peci, ve které byly po dosažení teploty T_{max} temperovány po dobu 90 minut a následně byly vzorky odzkoušeny. Po dosažení maximální síly bylo ukončeno temperování a celé zkušební zařízení bylo přirozeně chlazeno na laboratorní teplotu tak, aby bylo možné odzkoušený vzorek vyjmout. Teplotní spád byl $15^{\circ}\text{C}/\text{min}$, rychlost zatěžování byla $0,02 \text{ mm}/\text{sec}$. Stejně okrajové podmínky byly použity i při stanovování residuálních pevností. Výsledky zkoušek za vysoké teploty jsou uvedeny v Tab III a na Obr. 3.

Tab III. Průměrné hodnoty pevnosti betonů v tlaku za vysoké teploty

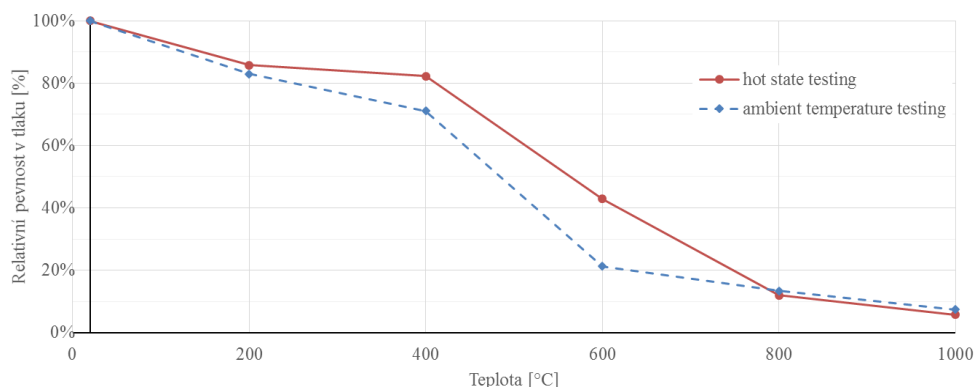
Označení materiálu	PP vlákna	Tvar zkušební tělesa	Relativní residuální pevnost [%]					
			20° C	200° C	400° C	600° C	800° C	1000° C
C30/37	ne	krychle 150 mm	100	86	82	43	12	6
LC35/38	ne	krychle 150 mm	100	92	92	20	15	3
LC35/38	$V_f = 0,9 \text{ kg}/\text{m}^3$	krychle 150 mm	100	77	69	22	8	6
LC16/18	ne	válec 80/240 mm	100	76	50	23	15	5



Obr. 3 Výsledky zkoušek pevnosti vybraných betonů v tlaku za vysokých teplot – režim zkoušení hot state testing

3 Závěr

Pevnost betonu vystaveného účinkům vysoké teploty lze stanovit jako pevnost residuální, anebo jako pevnost za vysoké teploty. Residuální pevnosti betonu v tlaku jsou stanovovány na tělesech v běžných zkušebních lisech, jelikož režim zatěžování teplotou obvykle probíhá v samostatně stojící elektrické peci. Tento režim zkoušení je v některých publikacích presentován jako stanovování pevnosti betonu v tlaku za vysoké teploty, ale z hlediska logiky věci se jedná o stanovení residuálních pevností po vychladnutí zkoušeného tělesa. Další variantou je zkoušení do teplot kolem 400°C, kdy je zahřátý zkoušený vzorek vyjmut z pece, kde probíhá teplotní zatěžování, a následně je zkoušen ve standartním zkušebním zařízení. Tento postup se svým charakterem přibližuje metodice zkoušení za vysokých teplot, kdy je zkoušený vzorek umístěn v peci, kde probíhá jeho teplotní zatěžování, a po temperování na určitou teplotu je v tomto zařízení i odzkoušen. Rozdíl mezi jednotlivými režimy zkoušení je uveden na následujícím Obr. 4



Obr. 4 Porovnání režimů zkoušení u hutného betonu C 30/37 bez vláken

Při zkoušení v režimu „ambient temperature testing“ se ukázalo, že trend chování lehkého betonu a betonu hutného je podobný a zároveň je eliminován pozitivní či negativní vliv polypropylénových vláken na pevnost betonu v tlaku. Při zkoušení v režimu „hot state testing“ byly zaznamenány rozdíly v chování lehkého betonu a betonu hutného, dále je patrný i rozdíl v chování dvou receptur lehkých betonů pevnostní třídy LC 16/18 a LC35/38. V normě EN 1994-1-2 [9] je uveden součinitel $K_{c,\theta}$, který je stanoven pro betony hutné a lehké běžných pevnostních tříd. Tento součinitel ovšem neodpovídá testovaným lehkým betonům, jelikož v normě není uvedeno, pro jakou skupinu lehkých betonů je tento koeficient stanoven. Z tohoto důvodu je potřeba při návrhu konstrukcí vystavených vysoké teplotě stanovit i tuto hodnotu koeficientu $K_{c,\theta}$ pro jednotlivé typy materiálu tak, aby tento koeficient reflektoval dané složení a použití zkoušeného materiálu.

Poděkování

Výsledky publikované v tomto projektu vznikly v rámci projektu GAČR 15-05791S „Analýza fyzikálních a chemických procesů při vysokoteplotním zatížení vysokohodnotných cementových kompozitů s hybridní vláknovou výztuží“ financované

grantovou agenturou GAČR Česká republika a v rámci SGS16/196/OHK1/2T/31 „*Vlastnosti vláknobetonových kompozitních materiálů vystavených vysokým teplotám*“.

Literatura

- 1 EN 12390-1, Testing hardened concrete - Part 1: Shape, dimensions and other requirements for specimens and moulds, European Committee for Standardization, 2013.
- 2 Phan L.T., High-Strength concrete at high temperature – an overview. Online at <http://fire.nist.gov/bfrlpubs/build02/PDF/b02171.pdf>.
- 3 RYDVAL, M., - ŠIMŮNEK, I.. Unikátní zkušební pec. In: Pražská technika (5/2015). ISSN 1213-5348.
- 4 Abrams M.S., Compressive strength of concrete at temperatures to 1600 °F. ACI SP 25. Temperature and concrete, Detroit, Michigan, 1971.
- 5 Recommendation of RILEM TC 200-HTC: Mechanical concrete properties at high temperatures—modelling and applications, Part 1: Introduction—General presentation. In Materials and Structures (2007) 40:841–853, doi 10.1617/s11527-007-9285-2.
- 6 SCHNEIDER, U., – SCHWESINGER, P.. (eds) (1990) Mechanical testing of concrete at high temperatures. RILEM Transaction 1, February 1990, ISBN: 3-88122-565-X, 72.
- 7 Schneider U, Properties of materials at high temperatures – Concretes. RILEM-Report 44-PHT, 2nd Edn, Kassel, June 1986
- 8 RYDVAL, M., - ŠIMŮNEK, I., - KOLÍSKO, J.. Testing of compressive strength of lightweight concrete at high temperature. In: 4th International workshop on concrete spalling due to fire exposure. Leipzig (2015). ISBN: 978-3-9814523-6-5.
- 9 EN 1994-1-2, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design. EAN: 8590963772325

Ing. Milan Rydval

Kloknerův ústav, ČVUT v Praze,
Šolínova 7, 166 08 Praha 6
244 353 547
milan.rydval@cvut.cz
www.klok.cvut.cz

Doc. Ing. Jiří Kolísko, Ph.D.

Kloknerův ústav, ČVUT v Praze,
Šolínova 7, 166 08 Praha 6
244 353 545
jiri.kolisko@cvut.cz
www.klok.cvut.cz

Ing. Tomáš Bittner

Kloknerův ústav, ČVUT v Praze,
Šolínova 7, 166 08 Praha 6
244 353 547
tomas.bittner@cvut.cz
www.klok.cvut.cz

Ing. David Čítek

Kloknerův ústav, ČVUT v Praze,
Šolínova 7, 166 08 Praha 6
244 353 521
david.citek@cvut.cz
www.klok.cvut.cz

KONTROLA PROVEDENÉ REKONSTRUKCE A KVALITY BETONU NOSNÉ KONSTRUKCE MOSTU EV. Č. 121-006, MOST PŘES OTAVU U ZVÍKOVA

ASSESSMENT OF RECONSTRUCTION AND CONCRETE QUALITY OF LOAD-BEARING STRUCTURE OF THE BRIDGE ACROSS OTAVA RIVER NO. 121-006 NEAR ZVIKOV

Stanislav Řeháček, David Čítek, Jiří Kolísko

Kloknerův ústav, ČVUT v Praze

Abstrakt

Tento příspěvek je zaměřen na prezentaci výsledků diagnostiky mostní konstrukce ev. č. 121-006 přes řeku Otavu v blízkosti obce Zvíkovské Podhradí [1]. Diagnostika mostu byla zejména zaměřena na zhodnocení rekonstrukce (zmonolitnění středových kloubů hlavních polí) provedené v roce 1994 a dále pak kontrola kvality použitého betonu nosné konstrukce po více jak 50-ti letech provozu [2].

Klíčová slova

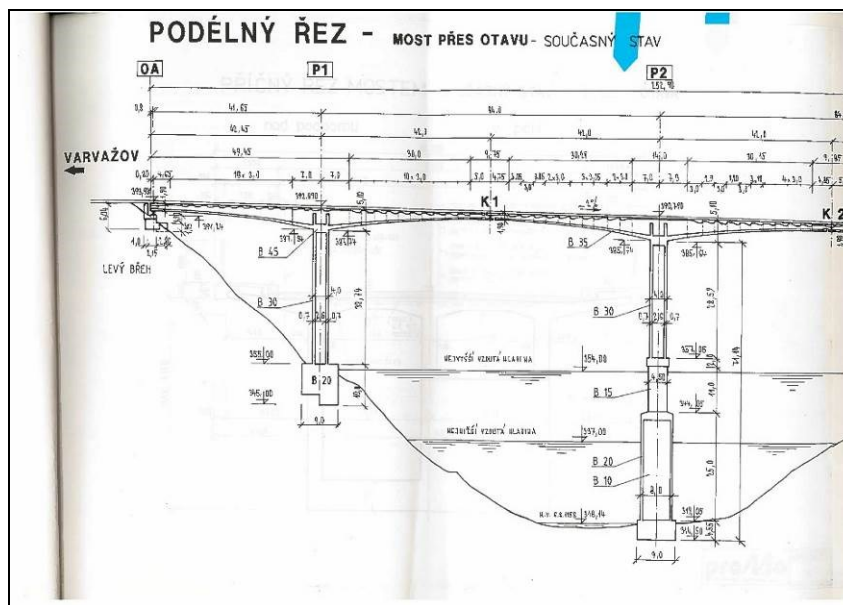
Diagnostika, most, beton, předpjatý, výztuž, karbonatace

1 Stručný popis mostní konstrukce

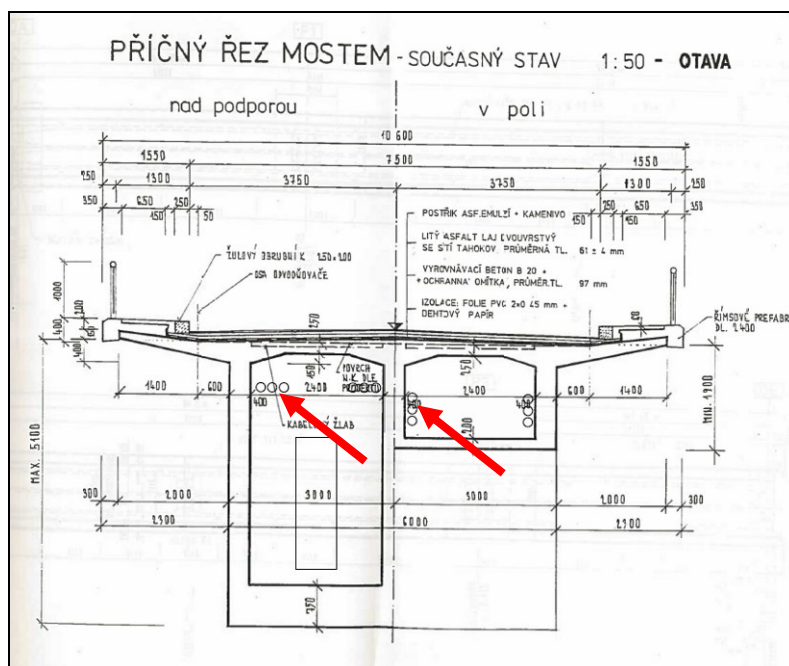
Most se nachází na silnici Varvažov - Zvíkovské podhradí nad údolím řeky Otavy. Most byl postaven ještě před napuštěním přehradního díla Orlický náhon na počátku 60. let 20. století, uveden do provozu byl pak v roce 1962. Čtyřpólový most byl stavěn metodou letmé betonáže od hlavních středních pilířů, které byly postaveny ještě v původním, nevzdutém řečišti. Krajiní pilíře mostů pak stojí na březích. Rozpětí mezi středním pilířem a pobřežními pilíři činí 84 metrů, mezi pobřežním pilířem a opěrou pak 42 metrů. Délka mostu je cca 253 metrů. Výška vozovky nad původní hladinou Otavy kolísá od 37 do 54 metrů [3, 4]. Diagnostika mostní konstrukce byla provedena ve spolupráci s příspěvkovou organizací Správa a údržba silnic Jihočeského kraje.

2 Stručný popis rekonstrukce

Letmo betonované mosty s klouby uprostřed polí byly v 60. letech obvyklé. Časem se ukázalo, že dlouhé konzoly poklesávají vlivem dotvarování betonu a ztrát napětí v předpínací výztuži. Snaha eliminovat neblahý účinek prověšení mostovky na dopravní provoz vyústila v osmdesátých letech v rozhodnutí rekonstruovat most, který se těšil vážnosti jako představitel pionýrských let Československého stavebnictví z předpjatého betonu. Z tohoto důvodu byly na mostě v roce 1994 klouby ve středu polí zrušeny. Vzhledem k tomu, že pilíře mostu jsou minimálně vyztuženy (stupeň vyztužení 0,6%), není jim dáno přenést důsledky spojitosti konstrukce. Proto bylo třeba zmonolitnění mostovky doprovdit dvěma zásahy, které v podstatě představují vytvoření rámového účinku staticky neurčité soustavy v příčli, příznivě ovlivňující namáhání krajních pilířů. Jedná se o roztlačení příčle v místě kloubů, tzn. před zmonolitněním, a dále o vynucený pokles opěrových podpor na statickém systému již spojitým. Oba zákroky vyvodily v pilířích vnitřní stav napjatosti, který umožnil konstrukci přenést požadované účinky zatížení stálých, pohyblivých a teplotních bez jejich zesilování. Samotné zmonolitnění kloubů spočívalo v zabetonování spáry a její předepnutí ve vodorovném i svislém směru za pomoci instalace volných kabelů předpětí do jednotlivých komor. Kabely jsou uloženy v obalové trubce (PE Ø 90 x 5,4 mm). Kabely délky 130,6 m jsou vystřídány nad středním pilířem P3. V každé z komor se nachází celkem 6 kabelů, vždy 3 podél každé stěny. Vedeny jsou nad sebou, v místě vystřídání (pilíř P3) jsou uspořádány vedle sebe, z důvodů ukotvení do příčníků [5]. Tvar a charakter konstrukce je podrobněji vyobrazen níže na obrázcích 1 a 2.



Obr. 1 Podélný řez ½ mostu [5].



Obr. 2 Příčný řez mostu nad podporou a v poli. Kroužky naznačují polohu volných kabelů [5]

3 Stavebně technický průzkum

a. Vizuální prohlídka zmonolitněných kloubů

Vizuální prohlídka prováděná v souladu s [6, 7], i když ji nelze upřít subjektivnost, je jedním z nejdůležitějších postupů, neboť jen tento postup umožňuje odhalit nedostatky prakticky v celé zkoumané ploše konstrukce. Vizuální prohlídka viditelných ploch železobetonové konstrukce je zaměřena na vyhledání korodující výztuže, poruch v betonu (např. šterková hnízda apod.), trhlin atd. V rámci této prohlídky byl také prováděn odhad plošných rozsahů poruch a typu korozního napadení výztuže a betonu. Vizuální prohlídka byla doplněna akustickým trasováním, kdy jsou ve zkoumané ploše odhaleny i dutiny v betonu, které nejsou pouhým pohledem na povrchu betonu patrné.

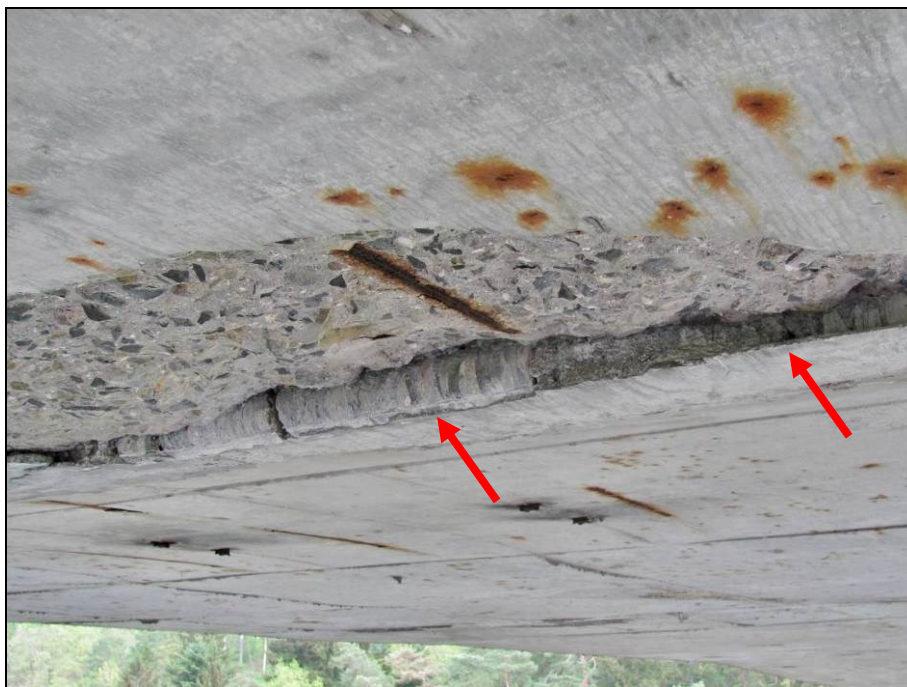
Při vizuální prohlídce konstrukce bylo zjištěno:

- Uprostřed rozpětí pole 2 se nachází zmonolitněný kloub, který je částečně zakryt torkretem. V oblasti nebyly nalezeny žádné poruchy (trhliny, deformace, drcení betonu, atd.). V oblasti kloubu jsou viditelné lokální výluhy způsobené zatékáním, v době prohlídky neaktivní (obr. 3).
- Uprostřed rozpětí pole 3 se nachází zmonolitněný kloub, který je částečně zakryt torkretem. Na spodním líci komory dochází k odpadávání betonu na styku dvou sousedních konzol až do hloubky cca 70 mm. Dobetonovaná spára je lokálně porušena trhlinami do šířky 0,2 mm. V místě ulámaných hran jsou v odkryté dobetonované spáře vloženy betonové jádrové vývrty (obr. 4).

- Uvnitř komory v oblasti zmonolitněného kloubu uprostřed rozpětí pole 2 nebyly nalezeny žádné výraznější poruchy (trhliny, drcení betonu, deformace, atd.), viz obr. 5.
- Uvnitř komory v oblasti zmonolitněného kloubu uprostřed rozpětí pole 3 byly v kotevním příčném prahu nalezeny svislé a příčné trhliny šíře 0,1 - 0,35 mm. Poloha těchto trhlin rámcově koresponduje s polohou výztuže. Trhliny se nacházejí pouze na čele příčnicku a dvě z těchto trhlin (šíře 0,1–0,2 mm) zabíhají cca 1 m v pohledu směrem k bývalému kloubu (obr. 6).



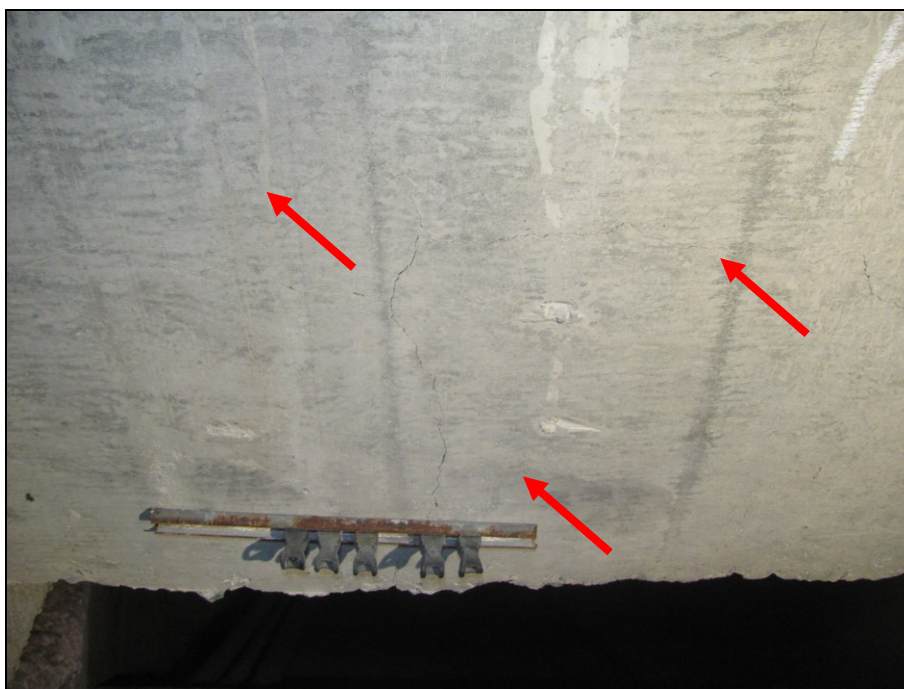
Obr. 3: Návodní strana, pole 3. Detail zmonolitněného kloubu uprostřed rozpětí. Na povrchu nebyly nalezeny známky zjevného poškození, jako jsou např. trhliny, drcení betonu, nadměrné deformace [1]



Obr. 4: Pohled na spodní líc zmonolitněného kloubu v poli 3. Dochází k ulamování hran betonu na styku dvou sousedních prvků až do hloubky cca 70 mm. Dobetonovaná spára je lokálně porušena trhlinami do šířky 0,2 mm. V místě ulámaných hran jsou v odkryté dobetonované spáře vloženy betonové jádrové vývrty [1]



Obr. 5: Detail zmonolitněného kloubu v poli 2 [1]



Obr. 6: Detail příčnicku u zmonolitněného kloubu v poli 3.
Trhliny šířky 0,1–0,35 mm [1]

b. Pevnost betonu v tlaku

Za účelem stanovení pevnosti betonu v tlaku byly provedeny nedestruktivní a destruktivní zkoušky.

Pro nedestruktivní stanovení pevnosti betonu v tlaku byla použita tvrdoměrná metoda Schmidtova tvrdoměru (typu N-34). Zkoušky a jejich vyhodnocení byly provedeny v souladu s ČSN 73 1373 [8], ČSN EN 12504-2 [10] a ČSN ISO 13822 [9].

Zpracování výsledků pro stanovení charakteristické pevnosti betonu v tlaku $f_{ck, cube}$ resp. pevnostní třídy betonu, bylo provedeno dle ČSN ISO 13822 [9] a ČSN EN 13791 [11].

Pro účely destruktivních zkoušek pevnosti betonu v tlaku byly odebrány jádrové vývrty $\varnothing 75$ mm. V laboratoři byly vývrty zaříznuty a zakončovány směsí, jejímž pojivem je síra. Před koncováním byly vývrty změřeny a zváženy, aby bylo možno stanovit objemovou hmotnost betonu. Odběry jádrových vývrtů a zkoušky vzorků byly provedeny dle ČSN EN 12504-1 [12].

Posouzení krychelné, resp. válcové charakteristické pevnosti betonu v tlaku $f_{ck, cube}$, resp. $f_{ck, cyl}$ v konstrukci zkoušením vývrtů bylo provedeno dle ČSN EN 13791 [11].

Souhrn výsledků destruktivních a nedestruktivních zkoušek pevnosti betonu v tlaku a jim odpovídající pevnostní třídy, resp. třídy betonu, jsou uvedeny v následujících tabulkách I a II.

Tab. I: Souhrn výsledků zkoušek pevnosti betonu v tlaku [1]

Diagnostikované konstrukční prvky		Pevnost betonu v tlaku (MPa)		Variační koeficient v (%)
		průměr ze zkoušek	charakteristická	
Komory	nedestruktivně	58,1	53,7	4,6
	destruktivně	62,7	54,0	12,0

Tab. II: Pevnostní třída, resp. třída betonu na základě provedených zkoušek [1]

Diagnostikované konstrukční prvky		Pevnostní třídy resp. značky betonu dle rozdílných standardů		
		ČSN EN 1992	Značka dle ČSN 736206:197 1- již neplatné	Požadavek dokumentace [3,5] Značka (třída)
Komory	nedestruktivně	C 50/60	650	400 (C 30/37)
	destruktivně	C 50/60		

Z provedených zkoušek pevnosti betonu v tlaku lze konstatovat tyto závěry: Beton výše uvedených konstrukcí vyhovuje a výrazně převyšuje požadavky na značku betonu dle poskytnuté projektové dokumentace [3, 5].

c. 3.3 Porovnání hloubky karbonatce betonu a tloušťky krycí vrstvy výztuže

Stanovení hloubky karbonatce betonu bylo provedeno rovnoměrně po celé délce mostní konstrukce. Nejistotu měření lze odhadnout v rozmezí ± 2 mm. Ocelová výztuž je vystavována korozivním procesům, které ovlivňuje řada faktorů. Dojde-li u výztuže ke ztrátě pasivace alkalitou betonu (karbonatací), přítomnost vlhkosti vyvolá korozivní procesy vedoucí k známým poruchám jako odpadávání povrchových vrstev a úbytku průřezu výztuže.

Z provedených zkoušek lze konstatovat tyto závěry:

Komory – zjišťováno na spodním líci a boku (venkovní povrchy)

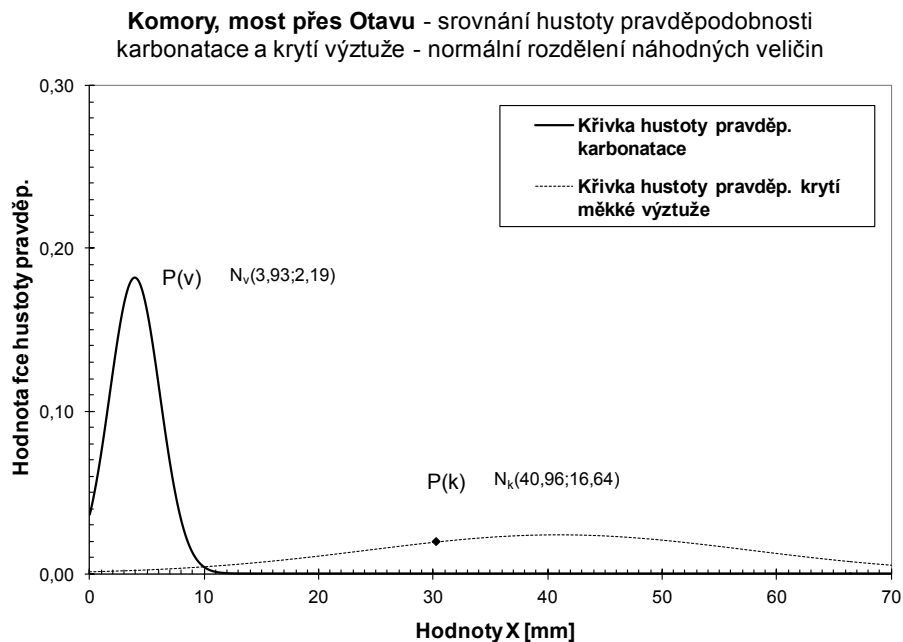
Hloubka karbonatce betonu: 2 až 10 mm
 Krytí betonářské výztuže (bok a spodní líc): 5 až 80 mm
 Rozsah ploch s potenciálním rizikem koroze betonářské výztuže je v rozmezí 5 – 10 %

Komory – zjišťováno z boku (vnitřní povrchy)

Hloubka karbonatce betonu: 1 až 3 mm

Krytí betonářské výztuže (bok a líc desky): 2 až 75 mm
 Rozsah ploch s potenciálním rizikem koroze betonářské výztuže je v rozmezí 5 – 10 %

Ze zjištěných skutečností vyplývá, že pouze menší část diagnostikované betonářské výztuže leží ve zkarbonatované vrstvě betonu a není již chráněna proti korozi jeho přirozenou alkalitou. Viz obr. 7.



Obr. 7: Porovnání hloubky karbonatace a krycí vrstvy výztuže, Komory [1]

4 Závěr

Na základě provedených diagnostických prací lze konstatovat:

- Celkově konstrukce nevykazuje zjevné závažné statické poruchy jako nadměrné deformace, trhliny, korozi nosných ocelových prvků atd.
- Na základě nedestruktivních a destruktivních zkoušek pevnosti betonu v tlaku bylo zjištěno, že beton nosné konstrukce mostu (C50/60) výrazně převyšuje navrženou pevnostní třídu betonu C30/37 [3, 5]. Takto výrazné (o čtyři třídy vyšší) překročení navrhované pevnostní třídy je dáno dlouhou dobou zrání betonu (50 let), kdy došlo k pokračující hydrataci cementu, u něhož lze s ohledem na dobu výstavby předpokládat vyšší hrubost mletí. Tato skutečnost není u takovýchto staveb nijak výjimečná viz např. [15].
- Při porovnání krycí vrstvy betonu a zjištěné hloubky karbonatace vyplývá, že pouze menší část diagnostikované výztuže leží ve zkarbonatované vrstvě betonu a není již chráněna proti korozi jeho přirozenou alkalitou.
- V oblasti zmonolitněného kloubu uprostřed rozpětí pole 2 nebyly nalezeny žádné výraznější viditelné závady, které by nasvědčovaly rozvoji dřívějších

průhybů (před zmonolitněním a instalaci volných kabelů předpětí v roce 1994) v této oblasti.

- V místě zmonolitněného kloubu v Poli 3 došlo až po rekonstrukci v roce 1994 na spodním vnějším povrchu komory k odpadnutí betonu na styku dvou sousedních prvků a to až do hloubky cca 70 mm. Dobetonovaná spára je lokálně porušena trhlinami do šířky 0,1 – 0,15 mm. V místě ulámaných hran byly nalezeny v odkryté dobetonované spáře betonové jádrové vývrty. Uvnitř komory 1 v oblasti zmonolitněného kloubu uprostřed rozpětí pole 3 byly v kotevním příčném prahu zjištěny svislé a příčné trhliny šíře 0,1 - 0,35 mm. Poloha těchto trhlin rámcově koresponduje s polohou výztuže. Trhliny se nacházejí na čele příčnicku a 2 z těchto trhlin (šíře 0,1 – 0,2 mm) zabíhají cca 1 m v podhledu směrem k bývalému kloubu.
- Lze konstatovat, že zjištěný stav mostní konstrukce v současné době neovlivňuje zatížitelnost mostu a že provedená rekonstrukce v roce 1994 splnila svůj účel.

Tento příspěvek vznikl s laskavým přispěním projektu GAČR 105/12/G059.

Literatura

- 1 Expertní zpráva č. 1500 J 052 - stavebně technický průzkum nosné mostní konstrukce ev. č. 121-006 přes Otavu, Kloknerův ústav ČVUT, 06/2015.
- 2 TP 72: Diagnostický průzkum mostů PK, Pontex spol s r. o., prosinec 2008
- 3 Mostní list: Most přes Otavu u Zvíkova, ev. č. 121-006, 1 strana, dodáno objednatelem.
- 4 Hlavní mostní prohlídka, Most ev.č. 121-006, most přes Vltavu, okres Písek, vypracovala Správa a údržba silnic Jihočeského kraje, červen 2013.
- 5 Naskenovaná výkresová dokumentace (půdorys, řez a detaily) celkem 42 stran, ProMo spol. s r.o., Projekt rekonstrukce mostu přes Otavu u Zvíkova, projekt pro dodavatelskou soutěž, leden 1993, dodáno zástupcem objednatele: Bc. Pavla Pulcová.
- 6 TKP 31: Opravy betonových konstrukcí, Ministerstvo dopravy, obor infrastruktury, Schváleno MD-OI, č.j. 318/08-910-IPK/1, Praha, květen 2009.
- 7 TP SSBK III: Technické podmínky pro sanace betonových konstrukcí.
- 8 ČSN 73 1373: Tvrdoměrné metody zkoušení betonu.
- 9 ČSN ISO 13822: Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí, (leden 2015) včetně nově vydané ČSN 730038.
- 10 ČSN EN 12504-2: Zkoušení betonu v konstrukcích. Část 2: Nedestruktivní zkoušení – Stanovení tvrdosti odrazovým tvrdoměrem (březen 2002).
- 11 ČSN EN 13791: Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a prefabrikovaných betonových dílcích.

- 12 ČSN EN 12504-1: Zkoušení betonu v konstrukcích - Část 1: Vývrty - Odběr, vyšetření a zkoušení v tlaku.
- 13 TKP 18: Technické kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací, Ministerstvo dopravy, obor pozemních komunikací, Schváleno MD-OPK č.j. 474/05-120-RS/1, Praha, srpen 2005
- 14 Konzultace s doc. Ing. Vladislav Hrdouškem, CSc. průběhu diagnostických prací a během vypracování expertní zprávy [1].
- 15 Lubomír Kopecký, Pavel Padevět, Vít Šmilauer, Zdeněk Bittnar, Analýza betonu z tělesa přehrady Orlík po padesáti letech, Beton TKS 2/2014.

Ing. Stanislav Řeháček

Kloknerův ústav, ČVUT v Praze,
Šolínova 7, 166 08 Praha 6
244 353 521
stanislav.rehacek@cvut.cz
www.klok.cvut.cz

doc. Ing. Jiří Kolísko, Ph.D.

Kloknerův ústav, ČVUT v Praze,
Šolínova 7, 166 08 Praha 6
244 353 545
jiri.kolisko@cvut.cz
www.klok.cvut.cz

Ing. David Čítek

Kloknerův ústav, ČVUT v Praze,
Šolínova 7, 166 08 Praha 6
244 353 521
david.citek@cvut.cz
www.klok.cvut.cz