

CZECH TECHNICAL UNIVERSITY IN PRAGUE
Faculty of Civil Engineering

Proceedings of PhD Workshop

Department of Concrete and Masonry Structures

November 13, 2020
Prague

PhD Workshop

Department of Concrete and Masonry Structures

This book contains papers that were presented during the 9th PhD Workshop of the Department of Concrete and Masonry Structures that was held in Prague, CTU in Prague on 13 November 2020.

The papers of the present volume were peer reviewed by supervisors of PhD students.

PhD workshop was organized by Department of Concrete and Masonry Structures, Faculty of Civil Engineering, Czech Technical University in Prague, Czech Republic.

Publication of this volume was prepared and carried out with support of the projekt SVK 09/20/F1.

Editors: Anna Horáková, Martin Petřík

Contact: Department of Concrete and Masonry Structures, Faculty of Civil Engineering, CTU in Prague, Thákurova 7, 166 29 Praha 6 – Dejvice,
k133@fsv.cvut.cz, <https://concrete.fsv.cvut.cz/phdworkshop>

First edition

Published by: Czech Technical University in Prague

Number of pages: 212

ISBN 978-80-01-06774-1

©2020

Faculty of Civil Engineering

CTU in Prague

CONTENT

EXPERIMENTÁLNÍ STANOVENÍ TORZNÍHO ODPORU KOLEJNICOVÉHO UPEVNĚNADLA	6
BLÁHA Filip	
EXPERIMENTÁLNÍ OVĚŘENÍ OHYBOVÉ ÚNOSNOSTI PANELŮ ZESÍLENÝCH POMOCÍ UHPC V TAŽENÉ OBLASTI	11
BOHÁČEK Lukáš	
TVORBA A APLIKACE VÝPOČETNÍ POMŮCKY PRO STANOVENÍ VNITŘNÍCH SIL	17
BULÍČKOVÁ Aneta	
WEBOVÁ APLIKACE PRO VÝPOČET ROZLOŽENÍ TEPLoty V BETONOVÉ DESCE VYSTAVENÉ POŽÁRU	21
HOLAN Jakub	
MATEMATICKÉ MODELY ČASOVÉHO PRŮBĚHU KARBONATACE	25
HORÁKOVÁ Anna	
VLIV CYKlickÉHO PŮSOBENÍ MRAZU V RANÝCH FÁZÍCH HYDRATACE NA KONEČNOU PEVNOST BETONU	31
CHYLÍK Roman	
ANALÝZA PŘEDPJATÉHO VAZNÍKU VČETNĚ VYŠETŘENÍ OBLASTÍ DISKONTINUIT	35
JANATA Jan	
ODOLNOST VYBRANÝCH KONSTRUKČNÍCH SYSTÉMŮ MOSTŮ NA ZATÍŽENÍ VÝBUchem	40
KÖHLER František	
ANALÝZA VSTUPNÍCH PARAMETRŮ PRO NUMERICKÉ SIMULACE POŽÁRU	47
KOŠTÁLOVÁ Šárka	
PALÁC NAD ŘEKOU – MOSTNÍ KONSTRUKCE Z UHPFRC	51
MIKLAS Petr	
STATICKÁ ANALÝZA KONSTRUKCE PO POŽÁRU	57
MÜLLER Petr	
CHARAKTERISTIKA FILERŮ A JEJICH POUŽITÍ DO BETONU	62
MUSIL Luboš	
NUMERICKÁ ANALÝZA VÝVOJE TEPLoty V BETONOVÉM KONTEJNERU ÚLOŽIŠTĚ VYHOŘELÉHO JADERNÉHO PALIVA TYPU VVER-440	67
NEDOMOVÁ Karolína	

VYSOKOHODNOTNÝ BETON A JEHO UPLATNĚNÍ ZA HRANICEMI STAVEBNICTVÍ	71
PRCHAL Jan	
DIGITÁLNÍ ZPRACOVÁNÍ OBRAZU JAKO POMOCNÍK PRO INTERPETACI BETONOVÝCH EXPERIMENTŮ	76
SALÁK Martin	
PALÁC NAD ŘEKOU – PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH A POSOUZENÍ	80
SAMEK Daniel	
AUTONOMNÍ ZACELENÍ TRHLIN V BETONU OBSAHUJÍCÍM BIO-AKTIVNÍ ČINIDLO A SUPERABSORPČNÍ POLYMER	85
SCHREIBEROVÁ Hana	
NÁVRH SPOJITÉ MOSTNÍ KONSTRUKCE	91
ŠKARDA Jan	
ORIENTACE OCELOVÝCH DRÁTKŮ POMOCÍ ELEKTROMAGNETICKÉHO POLE	97
ŠONKA Štěpán	
NELINEÁRNÍ ANALÝZA KONSTRUKCE Z UHPC	101
TOMAN Kryštof	
METODY OSVĚTLENÍ VYSOKORYCHLOSTNÍCH JEVŮ	106
TRTÍK Tomáš	
KŘEHKÉ PORUŠENÍ ŽELEZOBETONOVÝCH PRVKŮ S KONSTRUKČNÍM VYZTUŽENÍM NA SMYK A KROUCENÍ	112
VESECKÝ Jan	
ZÁKLADY PROBLEMATIKY VÝBUCHU A JEJICH VLIV NA STAVEBNÍ KONSTRUKCE	118
VRBA Pavel	
MIKROMECHANICKÉ VLASTNOSTI CEMENTOVÉ PASTY MODIFIKOVANÉ METAKAOLINEM A NANOJÍLEM	124
ZACHARDA Vojtěch	
VIZE NÁVRHOVÁNÍ OBLOUKOVÉ BETONOVÉ KONSTRUKCE S VYUŽITÍM MODERNÍCH TECHNOLOGIÍ	130
ZAŽIREJ Stanislav	
SOFTWAREVÉ NÁSTROJE PRO POŽÁRNÍ INŽENÝRSTVÍ	135
BENÝŠEK Martin	
LEHKÝ BETON Z PÓROVITÉHO KAMENIVA S ROZPTÝLENOU VYZTUŽÍ	141
CIBULKA Tereza	

ANALÝZA POMĚRU JEDNOTLIVÝCH FRAKČÍ KAMENIVA V DRÁTKOBETONU	146
FLEISSIG Jan	
VĚTRNÁ ŽEBRA NA PLÁŠTÍCH CHLADÍCÍCH VĚŽÍ	150
HARAZIM Petr	
VLIV KOMBINOVANÉHO ÚČINKU PŮSOBENÍ VYSOKÉ TEPLoty A VÝBUCHU NA BETONOVÉ PRVKY	154
HORNÍKOVÁ Kateřina	
NÁSTROJ PRO ANALÝZU A POSOUZENÍ ŽELEZOBETONOVÉ ÚHLOVÉ OPĚRNÉ STĚNY	160
HORSKÁ Alena	
NUMERICKÉ MODELOVÁNÍ UHPFRC DESEK VYSTAVENÝCH KONTAKTNÍMU A BLÍZKÉMU VÝBUCHU	164
JANOTA Ondřej	
METODA ZRALOSTI – PRINCIP, KALIBRACE, POUŽITÍ A PŘESNOST	169
KASAL Pavel	
ANALÝZA VZNIKU TRHLIN NA TENKOSTĚNNÉM PRVKU	175
KOPÁLOVÁ Michaela	
NÁVRH RADIÁLNÍHO PŘEDPĚTÍ ZTUŽUJÍCÍCH PRSTENCŮ HYPERBOLICKÝCH KONSTRUKCÍ	181
PRAŽÁK Aleš	
VYHODNOCENÍ MĚŘENÍ SMRŠŤOVÁNÍ A DOTVAROVÁNÍ PATENTOVANÉ SMĚSI UHPC OŠETŘOVANÉ TEPLotOU	184
PŘÍBRAMSKÝ Vladimír	
VLASTNOSTI ZTVRDLÉHO BETONU S POUŽITÍM RECYKLOVANÉHO KAMENIVA	191
TRTÍK Tomáš	
MĚŘENÍ OBJEMOVÝCH ZMĚN BETONU NA REÁLNÉ KONSTRUKCI – VLIV SMRŠŤOVÁNÍ A SMRŠŤOVACÍCH PRUHŮ NA NAPJATOST STROPNÍCH DESEK	195
VAŠÁTKO Radek	
MODELOVÁNÍ ZDĚNÝCH KLENBOVÝCH MOSTŮ	199
VOKÁL Marek	
VLIV PROJEKTILU NA MNOŽSTVÍ POŠKOZENÍ CEMENTOVÉHO KOMPOZITU VÝBUchem	205
ZÍMA Jakub	
VYUŽITÍ TEXTILNÍHO BETONU PRO VÝZKUM ZACELOVÁNÍ TRHLIN	209
ŽÁK Jakub	

EXPERIMENTÁLNÍ STANOVENÍ TORZNÍHO ODPORU KOLEJNICOVÉHO UPEVNĚVADLA

Filip Bláha, *

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

ABSTRAKT

Cílem této práce je stanovení dalšího parametru bezстыkové koleje na betonových mostech používaných na vysokorychlostních tratích. Stanovení tohoto parametru bude docíleno opět experimentální měření na reálném modelu bezстыkové koleje, resp. na jeho části, a jeho následným numerickým vyhodnocením. Tento parametr velice úzce souvisí s vyhodnocením posledního provedeného experimentu, a to sice měření příčného odporu bezстыkové koleje. V rámci disertační práce budou parametry experimentální bezстыkové koleje porovnány s aktuálně používanými normami a předpisy pro návrh bezстыkové koleje na mostě, případně se srovnatelnými experimenty provedenými v zahraničí. V disertační práci bude popsán rozdíl mezi normovými a experimentálními parametry, jeho vliv na chování bezстыkové koleje na mostech a zváženy možnosti změny parametrů popsaných v normách a předpisech a s tím související možnosti změny návrhu a možnosti používání bezстыkové koleje na mostech.

KLÍČOVÁ SLOVA

Bezстыková kolej odpor experiment

ABSTRACT

The aim of this article is to determine the next parameter of continuously welded rails on concrete bridges used for high-speed railways. The determination of this parameter will be achieved again through experimental measurements on a continuously welded rail full-scale model, respectively on its part and its subsequent numerical evaluation. This parameter is closely related with evaluation of the last performed experiment – measurement of lateral resistance of continuously welded rail. The parameters of the experimental rail will be compared with current standards and regulations used to design actual continuously welded rails on the bridge, eventually with the similar foreign experiment performed abroad. The thesis will describe the difference between standard and experimental parameters, the influence of this difference on the characteristics of the continuously welded rail on the bridges and assess possible changes of the parameters described in the standards and regulations and the related possibilities of the design change and possibilities of using the continuously welded rail on the bridges.

KEYWORDS

Continuously welded rail resistance experiment

1. ÚVOD

Vzhledem k rozvoji železniční dopravy po celém světě a zároveň k celkové tendenci stavět větší a složitější konstrukce překračující stále větší a delší překážky je nesporně důležité pro návrh bezстыkové koleje na takovýchto konstrukcích znát přesně její parametry chování. V současných normách a předpisech je použití bezстыkové koleje omezeno buď maximální délkou dilatačních celků vycházejí z dosavadních zkušeností, nebo musí být použití na daném mostě ověřeno statickým výpočtem. Kritérii pro posouzení je jednak napětí v kolejnicových pásech, jednak maximálními horizontální i vertikální posuny horního líce nosné konstrukce.

Z chování bezстыkové koleje však vyplývá, že tyto požadavky jdou vzájemně proti sobě. Při větší tuhosti, tzn. větším podélném odporu, jsou posuny nosné konstrukce logicky menší, avšak zároveň se v kolejnicových pásech generuje větší normálové napětí. Naopak při nižším odporu koleje je situace analogicky opačná.

Další neznámou v této problematice je limitní velikost výše zmíněných kritérií. Omezení napětí vychází z materiálových vlastností kolejnicové oceli a jeho maximální či minimální velikost je tak snadno zdůvodnitelná. Omezení posunů nosné konstrukce však pravděpodobně vychází z jakéhosi historického požadavku a v současné době není jasné, z čeho dané limity posunů vychází.

Dalším parametrem, s kterým přímo souvisí příčná stabilita (odolnost proti vybočení) kolejového roštu, je příčný odpor. Příčný odpor se skládá z odporu vlivem třením mezi pražci a kamenivem šterkového lože, odporem šterkového lože před čely pražců a dále z ohybové tuhosti kolejnic a torzní tuhosti kolejnicových upevňovadel. Ani jeden ze výše uvedených parametrů součástí celkového příčného odporu mezinárodní norma UIC vůbec nespécifikuje.

Cílem mé disertační práce je experimentálně stanovit a komplexně popsat chování bezстыkové koleje na mostech. Získané parametry budou porovnány s aktuálně používanými normovými parametry pro návrh bezстыkové koleje a snahou celé disertační práce a souvisejících publikací bude používání

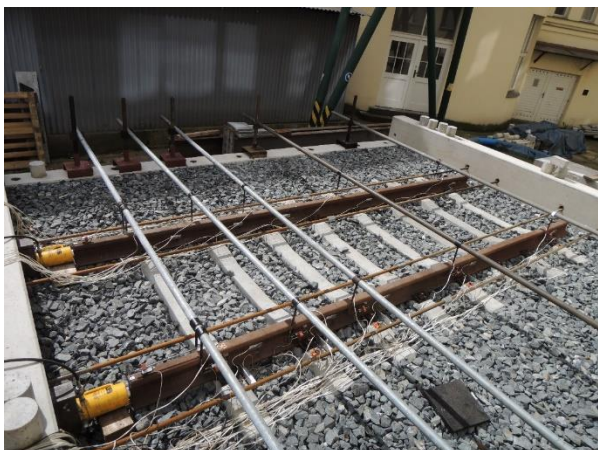
* Školitel: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

parametry aktualizovat či doplnit, aby bylo možné při návrhu železničního mostu využít plného potenciálu bezстыkové koleje.

2. EXPERIMENTÁLNÍ MĚŘENÍ

V rámci několikaletého výzkumu bezстыkové koleje na mostech bylo v rámci diplomové práce a během doktorského studia provedeno množství experimentálních měření v modelu bezстыkové koleje.

Model bezстыkové koleje byl v měřítku 1:1 a skládal se z železobetonové vany, jejíž povrchová úprava byla provedena tak, aby co nejvíce korespondovala s reálnou mostní konstrukcí. V této vaně bylo zřízeno šterkové kolejové lože s celkem 8 betonovými pražci. Lože bylo řádně upraveno dle standardů používaných na železničních tratích. Pražce byly osazeny běžně používanými upevňovacími Vossloh, v nichž byly upevněny dvě kolejnice UIC60. Pohled na celý experimentální model včetně umístěných zatěžovacích lisů a používaných snímačů je na *Obrázek 1*.



Obrázek 1: Pohled na experimentální model bezстыkové koleje

2.1. Měření podélného odporu

V rámci prvního experimentu byl zkoumán podélný odpor bezстыkové koleje. V rámci prvního měření byly provedeny celkem 3 dílčí měření.

Během prvního dílčího měření byl zkoumán podélný odpor bezстыkové koleje. V rámci měření byla měřena působící podélná síla a podélné posuny pražců i kolejnic. Po numerickém vyhodnocení, v rámci kterého byly posuny ověřovány i na výpočtním modelu, bylo zjištěno, že kvůli jedinému možnému způsobu zatěžování a měření nebylo ve finální fázi zatěžovacího cyklu plně dosaženo plastického posunu kolejnic (konstantní působící síla a narůstající posuny).

V tohoto důvodu bylo přistoupeno k druhému dílčímu měření, během něhož došlo vlastně k opakovanému měření podélnému odporu nezatížené bezстыkové koleje. Během zatěžování a měření byl však kladen větší důraz na celkovou maximální posuny, aby bylo zaručeno, že na konci každého zatěžovacího cyklu bude dosaženo posunu koleje, při kterém

již nebude narůstat podélná síla a zároveň bude docházet k podélnému posunu.

Ve třetí fázi prvního experimentu byl zkoumán opět podélný odpor bezстыkové koleje, ovšem nyní již vertikálně zatížen. Pro tento účel byly na kolejnice umístěny ocelové nosníky, na něž bylo vyskládáno množství betonových silničních panelů. Rozmístění příčných ocelových nosníků a celková velikost statického vertikálního zatížení bylo voleno tak, aby co nejvíce korespondovalo s dvěma osamělými silami ze zatěžovacího modelu LM 71.

Získané výsledky ze všech tří dílčích měření byly použity ve výpočtních modelech jak části bezстыkové koleje, tak ve výpočtních modelech mostních konstrukcí s bezстыkovou kolejí. V těchto modelech byl posuzován vliv parametrů bezстыkové koleje na výsledná kritéria posuzována dle aktuálních normových požadavků.

2.2. Měření příčného odporu

Podélný odpor bezстыkové koleje je rozhodující pro velikost normálového napětí generujícího se v kolejnicových pásech a velikost výsledných posunů nosné konstrukce. Zejména při překročení maximálních tlakových osových sil v kolejnicových pásech je ohrožena celková stabilita bezстыkové koleje, při níž může dojít k směrovému vybočení koleje. A právě do těchto příčných horizontálních posunů vstupuje další parametr koleje, a to sice příčný odpor.

Pro stanovení příčného odporu bezстыkové koleje byl použit stejný již zhotovený experimentální model, kde však byl pro potřeby měření upraven způsob sepnutí konstrukce, způsob zatěžování i samotného měření (viz *Obrázek 2*).



Obrázek 2: Zatěžování modelu bezстыkové koleje při měření příčného odporu koleje

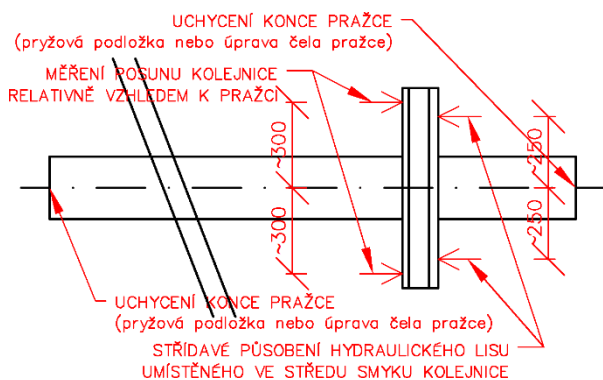
V rámci měření byl do osy symetrie příčně umístěn zatěžovací lis a měřeny byly příčné deformace vybraných pražců i vybraných míst na jednotlivých kolejnicích. Jelikož při tomto měření nedochází k plastickému posunu jednotlivých pražců ve stejném okamžiku, bylo pro vyhodnocení průběhu nutné sestavit další výpočtní model, neboť ze samotného průběhu sil a deformace je možné stanovit pouze maximální příčný odpor celé plastické větve.

Během numerických výpočtů jednotlivých zatěžovacích cyklů bylo zjištěno, že poměrně velký vliv na celkový příčný odpor koleje má torzní tuhost jednotlivých upevňovadel. Tato torzní tuhost do výpočtu vstupuje tak, že jednotlivé pražce zůstávají vzájemně rovnoběžné a vlivem průhybu kolejnice, resp. celého kolejového roštu, dochází k natočením v jednotlivých upevňovadlech. Jelikož v torzním odporu rozhoduje jak jeho absolutní velikost, tak i jeho průběh, bylo nutné přistoupit k poslednímu, třetímu experimentálnímu měření.

2.3. Měření torzní tuhosti použitého upevňovadla

Jak již bylo uvedeno v předchozích odstavcích, v rámci komplexního měření parametrů bezстыkové koleje bylo nutné stanovit torzní tuhost použitých upevňovadel. Pro tento účel nebyl již použit předchozí model kolej, nýbrž pouze 1 pražec s dvěma krátkými kolejnicemi.

Jelikož už se nejednalo o model tak velkých rozměrů, bylo měření možností provést na zkušební lavičce. Zde byl umístěn pražec, který byl na obou čelech a pro jistotu i z bočních stran přichycen ocelovými přípravky, které byly při každém přestavení ručně doraženy a zajištěny pomocí závitových tyčí. Samotné zatěžování nebylo možné provést jakýmsi krouticím zařízením, proto byl pro tento účel vybrán hydraulický lis, který působil 0,25 m od osy upevnění, čímž vyvolával krouticí moment v upevňovadle. Natočení kolejnice nebylo měřeno úhleměrem, ale dvojicí snímačů upevněných na samotném pražci a měřící posuny ve vzdálenosti 0,30 m od osy upevnění. Schéma měření je pak znázorněno na Obrázek 3.



Obrázek 3: Schéma experimentu měření torzní tuhosti upevňovadla

2.3.1. Průběh experimentu

V rámci celého experimentu měření torzní tuhosti bylo celkem provedeno 8 zatěžovacích cyklů. Nejprve bylo zkoušeno upevňovadlo na jedné straně pražce, kde proběhly 4 zatěžovací cykly. Kolejnice byla zatěžována střídavě, tzn., že ke kroutění docházelo střídavě ve směru a vproti směru hodinových ručiček. Po každém zatěžovacím cyklu byl pražec přestaven tak, aby byl změněn směr krutu. Po provedení těchto 4 cyklů byl pražec otočen o 180° a bylo zkoušeno upevňovadlo na druhé straně.

Na jednom kanálu měřicí ústředny probíhalo měření působící síly a zároveň byla měřena deformace, resp. výsuv samotného lisu. Měření pouze jedním snímačem bylo nejisté a proto byla použita i dvojice snímačů upevněných na pražci. To se při vyhodnocování ukázalo jako dobrý krok, neboť při zatěžování pravděpodobně docházelo k mírným posunům celého pražce (dotlačení podložek na jeho čelech) a možná i k posunům upevňovadla. Pohled na měřený pražec je na Obrázek 4.



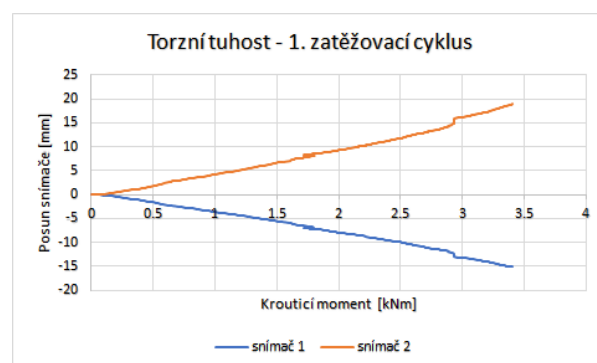
Obrázek 4: Pohled na zkoušené upevňovadlo včetně zatěžovacího lisu a měřících snímačů

3. ZÍSKANÉ VÝSLEDKY

Jak již bylo řečeno v předchozí kapitole, během zatěžování deformace měřily celkem 3 snímače. Vzhledem k tomu, že během zatěžování mohlo dojít k malým posunům celého pražce v rámci dotlačení k instalovaným zádržkám, nebyly hodnoty posunů ze snímače zatěžovacího lisu použity pro vyhodnocení.

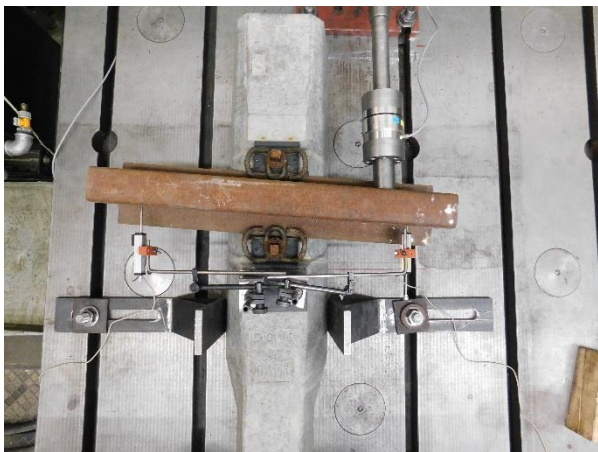
Pro samotné vyhodnocení tedy byly zásadní hodnoty ze dvou snímačů na pražci a celková působící síla. Jelikož se zde jedná o kroutění, byla působící síla převedena na krouticí moment pomocí působícího ramena od středu upevňovadla.

Výsledky z prvního zatěžovacího cyklu jsou znázorněny na Obrázek 5. V tomto grafu jsou záměrně ponechány hodnoty posunů z obou snímačů, nikoliv odvozené natočení. Je to z toho důvodu, že na grafu jsou lépe pozorovatelné rozdíly mezi oběma snímači.



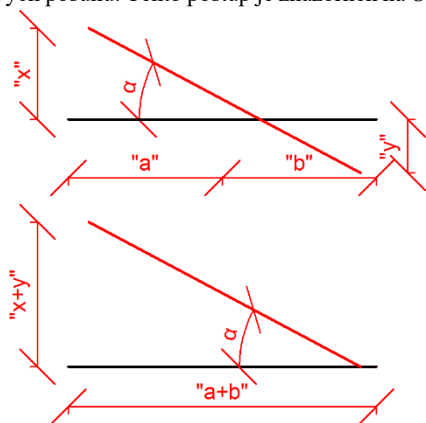
Obrázek 5: Výsledky z prvního zatěžovacího cyklu

Při zkoumání výsledků byly rozdíly mezi jednotlivými snímači zjištěny ve všech zatěžovacích cyklech. Ba navíc, byla zjištěna závislost na tom, z jaké strany byl pražec aktuálně zatěžován a který snímač vykazoval větší/menší hodnoty. Tento jev je vysvětlen na *Obrázek 6*. Na této fotografii je viditelná deformace upevňovačů, kdy k otáčení kolejničky nedochází v jeho středu, nýbrž dochází k natočení kolejničky přes „roh“ upevňovačů.



Obrázek 6: Natočení kolejničky v upevňovači na konci zatěžovacího cyklu

V závislosti na deformaci upevňovačů (*Obrázek 6*) bylo přistoupeno k vyhodnocení natočení pomocí součtu jednotlivých posunů. Tento postup je znázorněn na *Obrázek 7*.

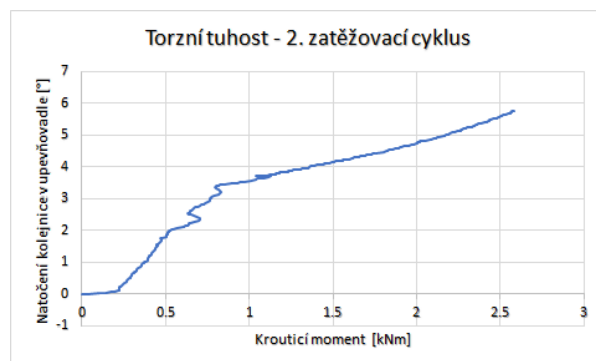


Obrázek 7: Úprava posunů k převedení na úhel

V horní části je znázorněna kolejnička, u které nedochází k natočení ve středu upevňovačů („a“ = „b“), ale střed otáčení je posunut na „roh“ upevňovačů. Aby mohl být tento jev eliminován, bylo přistoupeno k vyhodnocení dle dolní části obrázku. Pokud sečteme absolutní hodnoty posunů obou snímačů „x“ + „y“ a zároveň sečteme i vzdálenosti obou snímačů „a“ + „b“, získáváme ve skutečnosti dvounásobné posuny na dvounásobném ramenu, což odpovídá stejnému natočení.

Ze stejného důvodu bylo poupraveno i rameno působící síly. Již během experimentu byla posuvným měřítkem měřena vzdálenost od kraje upevňovačů k středu styčné plochy kolejničky a upevňovačů. Bylo zjištěno, že při šířce upevňovačů

110 mm se pata kolejničky „opírá“ cca 10 mm od jeho hrany, tudíž rameno působící síly bylo zmenšeno z 0,25 m na 0,25 m (-4 %). Závislost natočení kolejničky na působícím kroutícím momentu je zobrazena na grafu na *Obrázek 8*.



Obrázek 8: Natočení kolejničky v upevňovači při druhém zatěžovacím cyklu

4. SHRNUTÍ

Díky experimentu bylo zjištěno, že tuhost v dostupných podkladech je výrazně nižší. Dle tohoto podkladu došlo při kroutícím momentu cca 1,5 kNm k natočení cca 1,5°. To je méně než poloviční torzní tuhost oproti popsanému experimentu.

Z dostupných podkladů není znám způsob zatěžování, při kterém byly hodnoty získány, jednalo se však o stejný upevňovač. V dostupném podkladu je též pracovní křivka pro druhý směr zatěžování, která se od první mírně liší. V návaznosti na tento fakt bude v dalším vyhodnocování experimentu zkoumán vliv pořadí zatěžovacích cyklů (1,3,..) a zároveň vliv návaznosti protisměrných měření (1-2,2-4,..).

5. CONCLUSIONS

Výsledky výše popsaného experimentu budou použity jako parametr torzní tuhosti upevňovačů ve výpočetním modelu pro stanovení průběhu příčného odporu bezстыkové koleje. Doposud byl tento parametr neznámý a ze získaných hodnot předchozího experimentu nebylo přesný průběh možno stanovit.

Po vyhodnocení příčného odporu budou společně s podélným odporem vertikálně nezátížené i zatížené koleje známy všechny zásadní parametry pro zkoumání příčné stability bezстыkové koleje na mostech. Svislá tuhost není záměrně uváděna, protože daný parametr nemá na stabilitní výpočty vliv.

Se získanými parametry bude provedena série výpočtů bezстыkové koleje na reálných mostních konstrukcích. Zde budou posouzena normová kritéria pro použití bezстыkové koleje. Na základě těchto výsledků je cílem celé série měření a výpočtů posouzení aktuálně používaných normových kritérií a případně iniciovat změnu některých z nich.

Cílem celé disertační práce by tak mělo být usnadnění a zpřesnění výpočtu bezстыkové koleje na mostech a taktéž případné rozšíření možností použití bezстыkové koleje na mostech.

ACKNOWLEDGEMENTS

Príspevek vznikl za finanční podpory SGS20/040/OHK1/1T/11, Českého Vysokého učení technického v Praze.

<http://lences.cz/domains/lences.cz/skola/neprihlaseny/index.php?dir=Skripta/BN02-Zeleznicni%20stavby%20II/&file=M06-Bezstykov%C3%A1%20kolej.pdf>

References

- VAN'T ZAND, J.; MORAAL, J. Ballast resistance under three dimensional loading. ERRI D, 1997, 202. [online]. Available from: <http://www.esveld.com/Download/TUD/Ballast%20tests.pdf>
- UIC 774–3. Track/bridge Interaction: Recommendations for Calculations. 2.vydání. Paříž: UIC, 2001.
- ČD S3/2. Bezstyková kolej. Praha: České dráhy, 2002.
- ČSN EN 1991-2. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- ESVELD, Coenraad. Modern railway track. 2nd ed. Zaltbommel: MRTProductions, 2001, 654 s. ISBN 90-800324-3-3.
- ESVELD, C. DESIGN OF HIGH SPEED TRACK ON LONG BRIDGES [online]. , 7 [cit. 2016-01-15]. Dostupné z: <http://www.esveld.com/Download/TUD/bridges.pdf>
- LICHTBERGER, Bernhard. Track compendium: track system, substructure, maintenance, economics. Hamburg: DVV Media Group, 2011, 621 s. ISBN 978-3-7771-0421-8.
- HAMBLY, Edmund C. Bridge deck behaviour. 2nd ed. New York: Chapman and Hall, 1991, xx, 313 s. ISBN 0-419-17260-2.
- DAI, Gong-lian a Wen-shuo LIU. Applicability of small resistance fastener on long-span continuous bridges of high-speed railway. Journal of Central South University [online]. 2013, 20(5), 1426–1433 [cit. 2016-01-14]. DOI: 10.1007/s11771-013-1631-7. ISSN 2095-2899. Dostupné z: <http://link.springer.com/10.1007/s11771-013-1631-7>
- VLASÁK, Martin, FOGLAR Marek. Metodika řešení kombinované odezvy konstrukce a koleje (metodický základ mvl 150). Praha 2015. [online]. Dostupné z: http://concrete.fsv.cvut.cz/vystupy/download/TA03031099-Met_komb_od_kce_kol.pdf
- LEE, HyeYeon. Rail structure Interaction Analysis. [online]. Dostupné z: http://www.idea-rs.com/wp-content/uploads/2015/05/Czech-mbm_Rail-Structure-Interaction-Analysis.pdf
- CALÇADA Rui, DELGADO Raimundo & MATOS António Campos e, GOICOLEA José & GABALDÓN Filipe. Track-bridge interaction on high-speed railways. London: CRC Press, 2009. ISBN 978-0-415-45774-3.
- BLÁHA, Filip. Experimentální stanovení podélného odporu bezstykové koleje na mostech. Praha, 2014. Diplomová práce. ČVUT v Praze. Vedoucí práce Doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.
- PLÁŠEK O., ZVĚŘINA P., SVOBODA R., LANGER V., ŽELEŽNIČNÍ STAVBY II, MODUL 6 BEZSTYKOVÁ KOLEJ, [online], Brno 2006, Dostupné dne 5. 4. 2015 z:

EXPERIMENTÁLNÍ OVĚŘENÍ OHYBOVÉ ÚNOSNOSTI PANELŮ ZESÍLENÝCH POMOCÍ UHPC V TAŽENÉ OBLASTI

Lukáš Boháček, *

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

ABSTRAKT

Ultravysoko-hodnotné betony se ve stavebnictví používají stále více a nachází také rozmanitější užití. Zatím se však obvykle jedná o prefabrikované novostavby, nebo detaily a spoje různých konstrukcí. Vzhledem ke svým vlastnostem je však tento materiál vhodný i pro rekonstrukce a zesilování staveb. S ohledem na složitější provádění je však nutné mít dodatečně vhodné podmínky, například plošný prvek jako v tomto případě.

Tento článek se zabývá zjištěním vlivu přibetonované vrstvy UHPC na stávající betonový panel na ohybovou únosnost průřezu, ve kterém se UHPC nachází v tažené oblasti. Při ohybových experimentech bylo ověřeno, že UHPC má zásadní vliv na únosnost a jeho užití v tažené oblasti je vhodné a výrazně zvyšuje únosnost. V určité míře je také možné předpokládat chování zesílených panelů pomocí jednoduchých výpočtů.

KLÍČOVÁ SLOVA

UHPC • zesílení • ohyb • experiment

ABSTRACT

Using of ultra-high performance concretes is still growing with many variations of application. Nowadays, this material is usually used for precast new structures or details or joints of some components. Considering its properties, UHPC is also suitable for strengthening or reconstruction of structures. However, it is important to have adequate conditions, e.g. a concrete slab, because of easier casting.

This paper deals with contribution of an additional UHPC layer under tension to bending capacity of concrete element. Executed experiments provide the evidences that UHPC has a positive influence to bending capacity of elements, because bending capacity of panels significantly raised. According to the results of the experiments, using of UHPC for strengthening concrete structures is suitable. It is possible to predict some phases of the behaviour using even simple methods.

KEYWORDS

UHPC • strengthening • bending • experiment

1. ÚVOD

Předmětem tohoto článku jsou zkoušky ohybové únosnosti prefabrikovaných betonových panelů, které byly zesíleny vrstvou UHPC (ultra vysokohodnotný beton) dobetonovanou v tažené oblasti a porovnání dvou různých tloušťek vrstev UHPC s původními panely. Tyto experimenty jsou součástí komplexního výzkumu, který zkoumá možnosti zesilování betonových konstrukcí pomocí UHPC. Již dříve byly provedeny zkoušky soudržnosti materiálů, zkoušky ohybové únosnosti panelů zesílených v tlačené oblasti, zkoušky smykové únosnosti a zkoušky na protlačení panelů zesílených pomocí UHPC. U všech těchto způsobů byl prokázán významný pozitivní vliv použití UHPC. V rámci zesilování konstrukcí pomocí UHPC se v tomto případě předpokládá vybetonování vrstvy UHPC na stávající betonovou desku.

K ohybovým experimentům byly použity prefabrikované panely, jejichž šířka byla 790 mm a výška 120 mm. Stáří panelů bylo cca 10 let a byly uskladněny ve venkovním prostředí. Vlastnosti panelů byly ověřeny experimentálně.

V rámci experimentů byly zkoušeny 3 typy panelů; původní nezesílené panely značené jako referenční, panely zesílené vrstvou 30 mm UHPC a panely zesílené vrstvou 50 mm UHPC a kari sítí. Od každého typu byly vyrobeny a vyzkoušeny 3 vzorky.

Výsledky získané z experimentů byly následně porovnány s výpočty ohybové únosnosti jednotlivých průřezů v různých fázích ve snaze předikovat únosnost prvků.

2. PŘÍPRAVA EXPERIMENTŮ

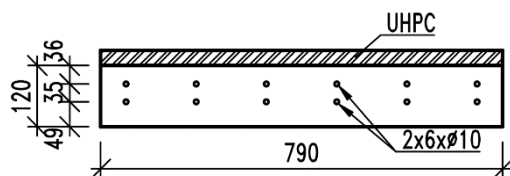
2.1. Diagnostika panelů

K panelům nebyla známa dokumentace s vlastnostmi betonu a vyztužení, bylo tedy nutné provést diagnostiku panelů pro zjištění vlastností.

Panely byly s ohledem na jejich původní délku rozříznuty, tudíž bylo možné zjistit průměr a polohu betonářské výztuže. Bylo zjištěno, že v panelech se nachází celkem 12 prutů Ø10 mm výztuže 10 425 ve dvou řadách (Obrázek 1). Krytí výztuže bylo proměnlivé, ale vždy platilo, že jedna řada výztuže byla k povrchu blíže (29-38 mm) než druhá k protějším povrchu

* Školitel: prof. Ing. Jan L. Vitek, CSc., FEng.

(44-55 mm). Pro krytí byly průměrně uváženy tloušťky 36 mm a 49 mm. Rozteče mezi pruty byly cca 130 mm.



Obrázek 1: Příčný řez panelem.

Po provedení experimentů bylo z původních panelů provedeno šest jádrových vývrtů pro zjištění tlakové pevnosti betonu. Tlakové pevnosti betonu (převedená na referenční hodnoty) byly vyhodnoceny jako válcová pevnost betonu $f_{c,cyl} = 65.8$ MPa a krychelná pevnost byla vyhodnocena jako $f_{c,cube} = 78.9$ MPa. Dle předpisů byl beton zatříděn jako beton třídy C60/75.

Pro ověření soudržnosti panelů s UHPC byly provedeny i jádrové vývrtvy ze zesílených panelů pro vykonání tahových zkoušek na vývrtech. Při všech šesti pokusech (tři vývrtvy z panelů s 30 mm UHPC a tři vývrtvy z panelů s 50 mm UHPC) došlo k tahovému porušení v původním betonovém panelu, čímž byla ověřena dostatečná soudržnost mezi materiály. Tahové napětí se pohybovalo v rozmezí 1.6-2.3 MPa.

2.2. Zesílení panelů

Celkem bylo použito devět vzorků. Tři vzorky byly neupraveny a jsou uvažovány jako referenční vzorky. U zbylých šesti panelů proběhlo zesílení u jednoho povrchu.

Před provedením zesílení byl povrch panelů opraven pomocí tryskání vodním paprskem, aby došlo ke zdrsnění povrchu betonu a byla získána dostatečná soudržnost mezi původním betonem a UHPC. Opracování vodním paprskem bylo v předšlých experimentech vyhodnoceno jako nejvhodnější způsob přípravy povrchu s ohledem na složitost provádění a soudržnost mezi vrstvami.

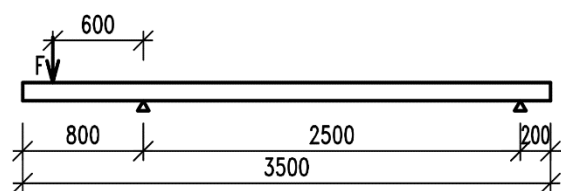
Panely byly zesíleny dvěma způsoby; tři vzorky byly zesíleny pomocí 30 mm UHPC a zbylé tři vzorky byly zesíleny pomocí 50 mm UHPC a sítí kari prof. 8 mm v rozteči 100 x 100 mm z oceli B500A. Kari síť je ve vrstvě UHPC z důvodu přenášení namáhání smrštěním vrstvy UHPC, tedy aby bylo omezeno namáhání původního panelu.

Z UHPC, které bylo použito pro zesílení byly vyrobeny vzorky pro zkoušky vlastností. Ze zkoušek bylo vyhodnoceno (vždy průměry ze tří vzorků); tlaková krychelná pevnost (krychle 100 x 100 x 100 mm, dle ČSN EN 12390-3) pevnost 148.5 MPa, tlaková válcová pevnost (válcce 100 x 200 mm, dle ČSN EN 12390-3) 124.4 MPa, pevnost v prostém tahu dle ČSN EN 73 1318 je 4.9 MPa a pevnost v tahu za ohybu dle ČSN EN 14651 je 18.6 MPa (17.5 MPa pro CMOD 0.5 mm, 17.8 MPa pro CMOD 1.5 mm, 15.7 MPa pro CMOD 2.5 mm, 12.5 MPa pro CMOD 3.5 mm). Objem drátků ve směsi byl 190 kg/m³, což odpovídá 2.4 % objemových.

3. POPIS A PRŮBĚH EXPERIMENTŮ

3.1. Uspořádání experimentů

Zkouška byla uspořádána jako nosník s převislým koncem (Obrázek 2). Výhodou tohoto uspořádání je, že reálně vystihuje působení sil v konstrukci. Při předpokladu vybetonování vrstvy UHPC na stávající betonovou desku bude tato konstrukce namáhána ohybovým momentem s tahem v horním povrchu v místech nad podporou (obvykle stěny). Tyto podpory bývají lokální a jsou spojeny se změnou smykové síly, stejně jako v uspořádání této zkoušky. Je tedy důležité brát v potaz, že se nejedná čistě o zjištění ohybové únosnosti, ale dochází k interakci ohybového momentu a smykové síly.



Obrázek 2: Schéma uspořádání experimentu.

Jak je vidět na Obrázku 2, vzdálenost zatížení vyvolující ohybový moment od podpory je 0.6 m a celková délka konzoly je 0.8 m. Na konci konzoly (0.75 m od podpory) byly umístěny potenciometry, kterými se měřil průhyb konzoly.

Podpory byly tvořeny ocelovými trubkami na podkladu, které nahrazovaly liniové podepření. Síla z lisu do panelu byla roznášena pomocí ocelového nosníku, takže tato síla byla také liniová. Na Obrázku 3 je zachyceno skutečné uspořádání experimentů v laboratoři.



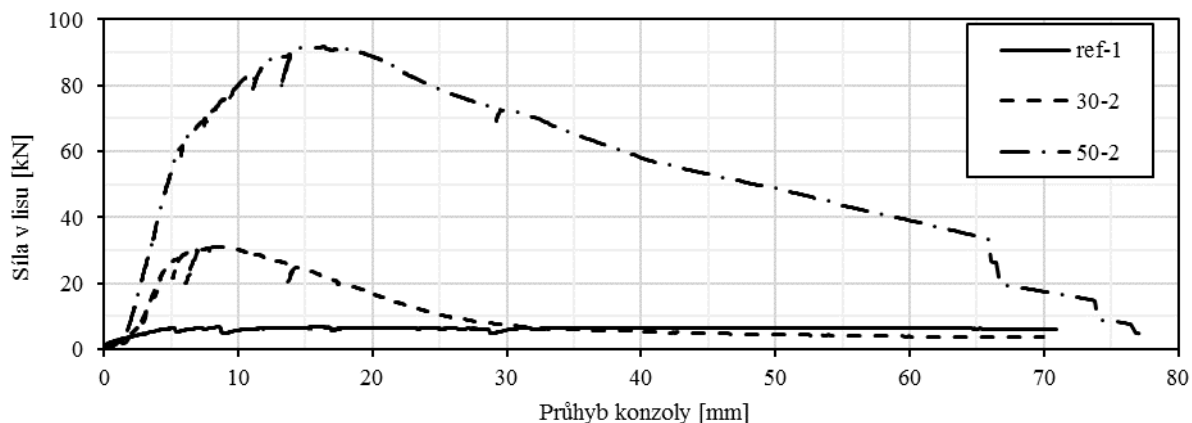
Obrázek 3: Uspořádání v laboratoři.

3.2. Průběh experimentů

Stáří UHPC při provádění experimentů bylo přibližně 28 dní a experimenty proběhly během dvou dní, tudíž je zde zanedbatelný vliv různého stáří UHPC.

* Školitel: prof. Ing. Jan L. Víték, CSc., FEng.

Experimenty byly řízeny deformací 0.1 mm/s. Experimenty probíhaly až do zničení prvků a snímány byly následující veličiny; síla v hydraulickém lisu, zdvih hydraulického lisu a průhyb panelu na jeho konci.



Obrázek 4: Závislost síly v lisu na průhybu pro vybrané vzorky.

3.3. Výsledky experimentů

Při žádném z experimentů nedošlo k delaminaci mezi betony a všechny prvky byly tedy porušeny ohybovým namáháním (resp. interakcí ohybového momentu se smykovou silou). Závislosti síly na průhybu jsou na Obrázku 4, kde byl vybrán průběh toho vzorku z každé skupiny, u kterého bylo dosaženo prostřední hodnoty F_{max} dle Tab. 1.

Z grafu je zřejmé, že ohybová únosnost nezesílených panelů (v tomto případě vzorek „ref-1“) byla velmi nízká (prům. 4.7 kNm). Na průběhu vzorku ref-1 je také vidět, že už od poměrně malého průhybu byl panel prakticky na své maximální hodnotě zatížení, která se s rostoucí deformací zvyšovala velmi málo. Tento jev je dán nevhodným uspořádáním výztuže původních panelů, které byly navrženy na jiný účel. Maximální dosažená síla v lisu byla necelých 10 kN.



Obrázek 5: Porušení referenčního panelu.

Na Obrázku 5 je viditelné porušení jednoho z referenčních panelů. Z fotografie je zřejmé, že u referenčních panelů docházelo dle předpokladů k porušení v přímo v místě podpory, kde vznikla trhlina, ve které následně došlo k celkovému porušení panelu. Dále jsou viditelné další, ale výrazně menší trhliny. Hlavní trhlina je v mírném sklonu, ale nejedná se zásadní vliv smykového namáhání.

Při pohledu na průběhy zkoušky u vzorků 30-2 a 50-2 je viditelné pružné chování prvků (obr. 4). Mezi průběhy je mírný posun, který byl způsobený dotlačením některých částí zkušebního zařízení, ale dále je vidět lineární průběh grafů, kde je zřejmý různý sklon obou křivek. Sklon křivky u panelu 30-2 je viditelně menší mírnější, což odpovídá menší tuhosti panelu (s ohledem na tloušťku panelu). Z obou průběhů je také patrné, že po dosažení své maximální hodnoty docházelo k poměrně plynulému poklesu síly v lisu.

V grafu panelu 30-2 je vidět maximální síla v lisu přibližně 30 kN, za kterou následuje postupný pokles síly v závislosti na deformaci. Tento pokles probíhá přibližně do průhybu 30 mm, kdy se křivka setká s křivkou pro vzorek ref-1. Tento okamžik znamená příliš velkou trhlinu ve vrstvě UHPC, kdy došlo k vytržení nebo přetržení jednotlivých vláken a již nedochází k tahovému působení UHPC a veškeré tahové síly jsou přenášeny pouze podélnou výztuží původního panelu.

Na Obrázku 6 je vidět způsob porušení panelu s 30 mm UHPC: Je zřejmé, že se opět jedná o jednu hlavní širokou trhlinu přímo nad podporou. Tato trhlina vede plynule skrz UHPC i původní panel. Při pohledu na trhlinu je zřejmé, že všechna vlákna v trhlině jsou již vytržena z betonu nebo přetržena.

U křivky vzorku 50-2 je zřetelné, že její pružná část trvá až do průhybu přibližně 6 mm, kdy následuje změna sklonu (obr. 4). Tato změna je způsobena prvními trhlinami v UHPC.

* Školitel: prof. Ing. Jan L. Vitek, CSc., FEng.

Při průhybu 16 mm je dosažena maximální únosnost tohoto prvku, která velmi převyšuje únosnost zbylých prvků. Křivka dosáhla síly v lisu přes 90 kN, což je trojnásobná hodnota proti panelům s 30 mm UHPC.



Obrázek 6: Porušení panelu s 30 mm UHPC.

Na Obrázku 7 je poté vidět trhlinka v panelu s 50 mm UHPC. Stejně jako u předešlých panelů je zřejmá jedna hlavní prakticky svislá trhlinka. Jak již ale bylo uvedeno v předešlých odstavcích, i přes šířku trhliny byla únosnost panelu stále vyšší než u panelů s 30 mm UHPC, což je zřejmě způsobeno vlivem přidané sítě kari a také soudržností této výztuže a UHPC.



Obrázek 7: Porušení panelu s 50 mm UHPC.

V Tabulce 1 jsou shrnuté číselné výsledky experimentů. Jsou zde uvedené maximální dosažené síly v lisech pro každý vzorek, průměr pro každý typ vzorků, směrodatná odchylka, variační koeficient a přepočtené síly v lisu na ohybový moment nad podporou.

U referenčních panelů je zřejmé, že únosnost panelů je poměrně malá a má velký rozptyl. Příčinou toho jsou zřejmě různé (a poměrně velké) vzdálenosti podélné výztuže od povrchu.

U prvků s 30 mm UHPC je zřejmé, že únosnost narostla více než čtyřnásobně oproti původním panelům, ale zároveň je u tohoto typu panelů opět poměrně velký variační koeficient. Jak se ale ukazuje v Tabulce 2, vysoký variační koeficient je

dán zejména únosností panelu 30-3, u kterého bylo provedeno 43 mm UHPC namísto požadovaných 30 mm. Zbylé dva výsledky jsou si blíže a dá se usuzovat, že při správném provedení panelu by byl variační koeficient výrazně menší.

Tabulka 1: Souhrn experimentů.

vzorek	F_{\max}	F_{\max} průměr	Směro- datná od- chylka	Vari- ační ko- eficient	M_{\max} průměr
	[kN]	[kN]	[kN]	[%]	[kNm]
ref-1	6.8				
ref-2	11.0	7.9	2.2	28	4.7
ref-3	6.0				
30-1	26.5				
30-2	31.2	33.4	6.8	20	20.1
30-3	42.6				
50-1	88.2				
50-2	91.6	94.5	6.6	7	56.7
50-3	103.5				

Prvky s 50 mm UHPC se nepovedlo vybetonovat podle požadavků a všechny prvky měly shodně tloušťku UHPC 58 mm (Tabulka 2). Tloušťka vrstvy je sice jiná, než byla požadovaná tloušťka, ale je konstantní, což je vhodné pro vyhodnocení výsledků. Z Tabulky 1 je vidět že panely dosahují více než desetinásobné únosnosti oproti původním panelům. S ohledem na obvykle velmi proměnlivé pevnosti betonu v tahu je hodnota variačního koeficientu 7 % velmi dobrá.

Tabulka 2: Výška UHPC v porovnání s maximálními ohybovými momenty v panelech.

vzorek	h_{panel}	h_{UHPC}	h_{celkem}	změna výšky	M_{\max}
	[mm]	[mm]	[mm]	[%]	[kNm]
ref-1	118	0	118	0	4.1
ref-2	120	0	120	0	6.6
ref-3	118	0	118	0	3.6
30-1	120	31	151	26	15.9
30-2	120	33	153	28	18.7
30-3	120	43	163	36	25.6
50-1	120	58	178	48	52.9
50-2	120	58	178	48	55.0
50-3	120	58	178	48	62.1

Z Tabulky 2 je vidět, že ačkoliv byly vrstvy UHPC prováděny pouze na malých panelech, tak ne vždy bylo dosaženo požadované tloušťky. Z tohoto lze předpokládat, že i v reálných podmínkách stavby může být obtížné dodržet požadovanou tloušťku vrstvy UHPC a bude nutné dát pozor na dodržení požadované tloušťky.

Při provádění experimentů byla sledována i síla, při které došlo ke vzniku první trhliny. Hodnoty těchto sil jsou uvedeny v Tabulce 3. Dále jsou v tabulce ohybové momenty odpovídající těmto silám.

Při porovnání Tabulek 1 a 3 je zřejmé, že u referenčních panelů došlo k první trhlíně vždy přibližně při poloviční síle oproti celkové únosnosti panelu. U panelů s 30 mm UHPC je tento rozdíl výrazně menší, jelikož od první trhliny do maximálního zatížení narostl ohybový moment pouze o cca 10 %, což je zřejmé i z Obrázku 4. U panelů s 50 mm UHPC je nárůst opět značný, jelikož při vzniku trhlin došlo pouze ke změně sklonu křivky, která dále rostla. Nárůst mezi těmito body je 58 % oproti původnímu zatížení.

Tabulka 3: Síly a jim odpovídající ohybové momenty při vzniku první trhliny.

vzorek	F_{max} [kN]	F_{cr} [kN]	M_{cr} [kNm]	M_{cr} průměr [kNm]
ref-1	6.8	3.8	2.3	
ref-2	11.0	5.0	3.0	2.3
ref-3	6.0	2.7	1.6	
30-1	26.5	24.5	14.7	
30-2	31.2	25.5	15.3	17.2
30-3	42.6	36.2	21.7	
50-1	88.2	59.6	35.7	
50-2	91.6	56.0	33.6	36.0
50-3	103.5	64.4	38.6	

4. POPIS VÝSLEDKŮ A POROVNÁNÍ S VÝPOČTY

4.1. Popis výpočtů

Pro výpočty v elastickém stavu před vznikem trhlin bylo uvažováno s plným ideálním průřezem – průřez byl uvažován bez jakýchkoliv trhlin a jednotlivé materiály byly pro výpočet průřezových charakteristik uvažovány s ohledem na své moduly pružnosti.

Výpočty na mezi únosnosti byly již uvažovány s vyloučením taženého původního betonu. Pracovní diagramy byly uvažovány dle platných evropských norem a pro beton byly uvažovány experimentálně ověřené pevnosti (průměrná pevnost v tlaku 65.8 MPa). Pro výztuž (novou B500B i stávající 10 425) byly uvažovány charakteristické pevnosti.

4.2. Výpočty a porovnání

Únosnost panelů bez zesílení byla velmi malá, v průměru 4.7 kNm. Dle výpočtu (počítáno s tlakovou pevností betonu 65.8 MPa, výztuží 10 425 a geometrií dle Obrázku 1) by měla být momentová únosnost nezesíleného panelu 24.5 kNm, tedy více než pětinašobná. Tento výsledek svědčí o tom, že výztuž panelu byla rozmístěna spíše náhodně a pruty výztuže byly rozmístěny většinou blíže k tlačené oblasti průřezu, než bylo

uvažováno. Z velmi plochého průběhu křivky se také dá soudit, že výztuž velmi rychle dosáhla svého elastického přetvoření a následovalo už jen plastické přetváření s velmi malým nárůstem napětí ve výztuži.

Pro výpočet zesílených panelů byly uvažovány dva typy panelů – jeden panel o tloušťce 120 mm s 30 mm UHPC a druhý panel o výšce 120 s 58 mm UHPC. Pro oba tyto panely byly spočítány charakteristiky ideálního průřezu v pružném stavu a bylo analyzováno napětí v okamžiku vzniku trhliny. U panelu s 58 mm UHPC byla také spočítána únosnost fiktivního panelu bez UHPC pouze s kari sítí.

Pro panel s 30 mm UHPC byl pro analýzu chování před vznikem trhliny použitý ohybový moment 18.1 kNm (který odpovídá průměrným ohybovým momentům při vzniku trhliny). Při tomto ohybovém momentu vychází tahové napětí na vnější hraně UHPC 5.87 MPa a na vnitřní hraně 3.72 MPa. Maximální hodnota tahového napětí je přibližně o 20 % vyšší, než maximální tahová pevnost naměřená v prostém tahu a výrazně nižší než pevnost v tahu za ohybu. To, že je tahová pevnost blíže pevnosti v prostém tahu, se dalo předpokládat, jelikož je celá vrstva UHPC tažená. Zvýšení této hodnoty by naopak mělo být spojené se skutečností, že tahové napětí není konstantní, ale klesá směrem k těžišti panelu. Při porovnání hodnot v Tabulkách 2 a 3 je zřejmé že od první trhliny k maximálnímu ohybovému momentu došlo ke zvýšení zatížení ještě o cca 10 %. Tato zvýšená únosnost je dána aktivací vláken v trhlíně.

Při analýze napětí panelů s 58 mm UHPC byl v pružném stavu uvažován ohybový moment 36.0 kNm. Při tomto ohybové momentu vychází napětí ve vnějších krajních vláknech UHPC 7.9 MPa a ve vnitřních vláknech vychází napětí 3.11 MPa. Maximální hodnota napětí je oproti panelům s 30 mm UHPC vyšší, což se dá zřejmě přičíst kompaktnější a silnější vrstvě UHPC a také vyztužení kari sítí. Stejně jako u panelů s 30 mm UHPC platí, že zvýšení maximálního napětí pomáhá také gradient napětí ve vrstvě UHPC. S ohledem na to, že panely jsou z poměrně kvalitního betonu, dá se předpokládat že tahového napětí 3.1 MPa (hodnota na rozhraní původního betonu a UHPC) dokáže tento beton přenést a nedošlo k trhlínám v původním betonu. Napětí v kari sítí je před vytvořením trhliny 23.6 MPa.

Při výpočtu panelu bez uvažování UHPC (tedy jen původní beton s výztuží a kari sítí) byla zjištěna únosnost 54.5 kNm. V porovnání s výsledky v Tabulce 1 je zřejmé, že vypočtená únosnost je prakticky shodná s výslednou celkovou únosností panelů. Z Obrázku 4 je nicméně patrný plynulý pokles ohybového momentu v průřezu, který spíše odpovídá vlivu UHPC. V tomto bodě nelze jednoznačně určit vliv kari sítě a vrstvy UHPC a je nutné provést hlubší analýzu.

Objasnění tohoto nesouladu může souviset únosností původních panelů, kdy je rozmístění výztuže zřejmě jiné, než se předpokládalo. Z tohoto důvodu byl proveden dále výpočet s uvažováním výztuže, která je o 20 mm blíže k tlačenému povrchu. Při tomto uvažování bylo dosaženo únosnosti panelu bez uvažování UHPC 46.1 kNm. Dá se tedy předpokládat, že skutečný vliv výztuže odpovídá hodnotě někde mezi těmito dvěma výpočty. Je ale stále nutné počítat s vlivem UHPC a bude provedena analýza s ohledem na přetvoření ve výztuži a v UHPC, aby bylo možné určit vliv jednotlivých částí.

4.3. Shrnutí porovnání

Predikce únosnosti původních panelů nekorespondovala se skutečnými výsledky a dá se předpokládat, že to je dáno průměrnou polohou betonářské výztuže.

U panelů se zesílením je poměrně snadné predikovat výskyt trhliny s tím, že odhad bude na straně bezpečné – trhlina tedy vznikne pravděpodobně později. Při bližším výpočtu by pravděpodobně šlo s jistou nepřesností určit i chování panelu po vzniku trhlin (s ohledem na znalosti průběhu napětí při dalším namáhání, viz kap. 2.2).

Únosnost panelů s 50 mm UHPC a vliv výztuže a UHPC na toto chování je nutné dále zkoumat.

5. ZÁVĚR

Z provedených experimentů a rozborů je zřejmé, že zesílení konstrukcí pomocí UHPC působící v tahu je vhodné a efektivní. UHPC výrazně zvýšilo únosnost panelů, a to i za použití 30 mm vrstvy, která je z běžných betonů prakticky neproveditelná a jiné způsoby plošného zesílení se provádí obtížněji.

Při bližší analýze experimentů vyplynulo, že tahové napětí v UHPC při vzniku první trhliny je vyšší, než je maximální tahové napětí v prostém tahu. Pokud je známá tahová únosnost UHPC, je možné přibližně určit ohybovou únosnost zesílené konstrukce bez použití další výztuže. Tento odhad by měl být na straně bezpečné.

Ve chvíli, kdy je použita další přídatná výztuž (například pro omezení vlivu smršťování) se problematika stává komplikovanější a vyžaduje hlubší zkoumání. V těchto provedených experimentech se prokázalo, že výztuž a UHPC spolupůsobí a přispívají ke zvýšení únosnosti.

PODĚKOVÁNÍ

Experimenty byly provedeny za podpory Ministerstva průmyslu a obchodu v rámci projektu ev. č. FV20472 „Aplikace vysokohodnotných cementových kompozitů na rekonstrukce betonových staveb. Zkušební vzorky byly vyrobeny za spolupráce společností Metrostav a.s. a TBG Metrostav s.r.o. Experimenty byly provedeny v Kloknerově ústavu ČVUT.

Reference

- [1] ČSN EN 12390-3 (73 1302) Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles
- [2] ČSN EN 73 1318 (73 1318) Stanovení pevnosti betonu v tahu
- [3] ČSN EN 14651 (72 3431) Zkušební metoda betonu s kovovými vlákny – Měření v tahu za ohybu (mez úměrnosti, zbytková pevnost)

TVORBA A APLIKACE VÝPOČETNÍ POMŮCKY PRO STANOVENÍ VNITŘNÍCH SIL NA DESKÁCH

Aneta Bulíčková, *

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

ABSTRAKT

Tento příspěvek je založen na již realizovaných výstupech autorky z její bakalářské práce, v rámci které byla vytvořena výpočetní pomůcka stanovující momenty na železobetonových deskách po obvodě podepřených. Vytvořený program umožňuje snadné zadání parametrů desky a po provedení výpočtu přehledné zobrazení výsledků v grafické nebo numerické podobě. Praktické využití umožňuje druhá část programu, která se zabývá návrhem výztuže. Dále je popsán algoritmus výpočtu, ověřena a porovnána správnost výsledků s existujícími způsoby řešení. Pro účely užívání byla vytvořena uživatelská příručka, která uživateli popisuje správné používání programu. Vytvořený program je volně ke stažení na stránce <http://people.fsv.cvut.cz/www/stefarad/software/slafor/slafor.cz.html>.

KLÍČOVÁ SLOVA

Výpočetní pomůcka • Železobeton • Deska • Momenty • Vyztužení

ABSTRACT

This paper is based on the already realized outputs of the author from her bachelor's thesis, within which a calculation tool for calculating moments in reinforced concrete two way slabs was developed. The tool provides a simple graphical user interface for entering inputs. After calculation, results can be displayed both in graphical and numerical form. The practical use provides the second part of the tool, which deals with the reinforcement design. Furthermore, algorithm used for the calculation is shown, as well as the verification with the existing ways of solution. This thesis includes user-oriented manual, guiding the correct usage of this tool. Developed tool is free to download on page <http://people.fsv.cvut.cz/www/stefarad/software/slafor/slafor.cz.html>.

KEYWORDS

Calculation tool • Reinforced concrete • Slab • Moments • Reinforcement

1. ÚVOD

V tomto článku je popsána vytvořená výpočetní pomůcka, která je určená pro výpočet momentů na železobetonových deskách. Druhá část programu se zabývá aplikací výpočtů na návrh výztuže dle ČSN EN 1992-1-1. Program byl vytvořen v prostředí MATLAB. Vytvořená výpočetní pomůcka je vhodná pro edukativní účely.

2. POUŽITÉ METODY

Práce se opírá o teorii železobetonových desek, jejich rozdělení a způsob výpočtu vnitřních sil (konkrétně momentů). Pro stanovení momentů je vycházeno z teorie lineární pružnosti, která se vymezuje na tenké desky podle Kirchhoffovy teorie. Byla použita klasifikace desek dle různých parametrů a vymezení desek řešených navrženou výpočetní pomůckou SlaFoR. Dále jsou využity vztahy pro výpočet momentů. Pro řešení úloh teorie desek se využívá desková rovnice, která vyjadřuje vztah mezi vnějším zatížením p a průhybem desky $w(x; y)$ na diferenciálním elementu desky:

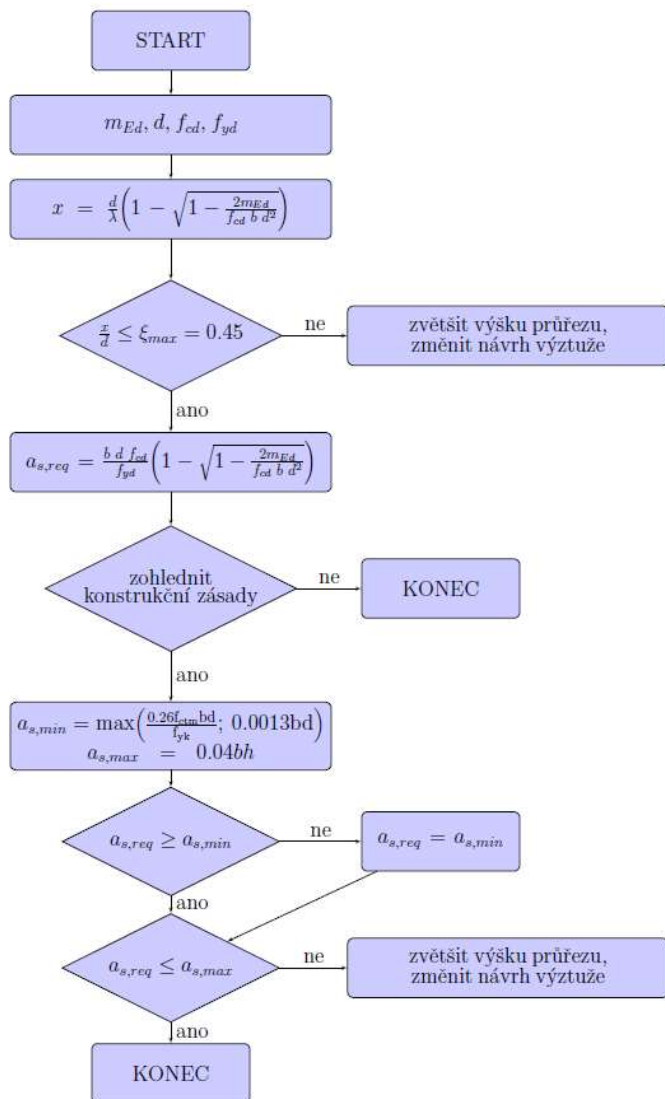
$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p}{D}$$

Řídící funkci v teorii ohybu desek je funkce průhybu w , která vyhovuje výše uvedené diferenciální rovnici a předepsaným okrajovým podmínkám. Řešení deskové rovnice zpravidla není možné získat v uzavřeném tvaru, a proto je třeba zvolit některou z přibližných metod známých z teorie parciálních diferenciálních rovnic. Nejužívanější jsou tzv. přímé metody, které převádějí okrajovou úlohu pro diferenciální rovnici na konečné systémy algebraických rovnic. Program SlaFoR k řešení využívá metodu sítí.

Návrh výztuže ve vytvořeném programu je proveden přímým výpočtem dle vztahu z ČSN EN 1992-1-1. Tento vztah vychází z rovnosti sil v betonu a ve výztuži. Na následujícím obrázku je vyjádřen postup výpočtu potřebné plochy výztuže programem SlaFoR. Kromě počátečního ověření podmínky poměrné výšky tlacené oblasti mohou být ve výpočtu zohledněny konstrukční zásady.

Vývojový diagram návrhu výztuže je zobrazen na Obrázku 1.

* Školitel: Ing. Radek Štefan, Ph.D.



Obrázek 1: Vývojový diagram návrhu výztuže

3. IMPLEMENTACE

Výpočetní pomůcka SlaFoR umožňuje zatížit desku rovnoměrným zatížením, osamělými silami na libovolných místech desky nebo kombinací obojího. Podepření okraje desky může být kloub nebo vetknutí. Při zadávání si uživatel volí hustotu sítě.

Vytvořená výpočetní pomůcka SlaFoR byla implementována v prostředí MATLAB. Pro přehlednost a snadnost zadávání vstupních parametrů bylo vytvořeno uživatelské rozhraní, které uživateli umožňuje rychlý průchod programem a přehledné zobrazení výsledků. Pro výše specifikovanou desku zprostředkovává rychlejší a snadnější zadávání oproti komerčně využívaným komplexním programům. Výpočetní pomůcka dále umožňuje analyzovat desku v celku, v řezech i v konkrétních bodech. Poskytuje názorné zobrazení výsledků ve formě 3D a 2D vykreslení nebo jako konkrétní numerické hodnoty. Stávající implementovaný algoritmus je zobrazen na Obrázku 2.

Algoritmus 1 Postup výpočtu momentů

- 1: sestavení matice geometrie desky D
 - 2: vytvoření matice diferenčního schématu C
 - 3: **for** $i = 1$ až $(n_1 - 1) \cdot (n_2 - 1)$
 - 4: vytvoření pomocné matice T_i
 - 5: roznásobení prvků matic $T_i \cdot D = S_i$
 - 6: vytvoření matice A_i a její načtení do matice A
 - 7: **end**
 - 8: sestavení vektoru zatížení b
 - 9: vyřešení soustavy rovnic $A \cdot W = b$, výpočet vektoru redukovaných průhybů W , výpočet vektoru skutečných průhybů w
 - 10: sestavení matice Z
 - 11: **for** $i = 1$ až $(n_1 + 1) \cdot (n_2 + 1)$
 - 12: výpočet matic m_{xi} , m_{yi} , m_{xyi} a jejich načtení do matic momentů m_x , m_y , m_{xy}
 - 13: **end**
-

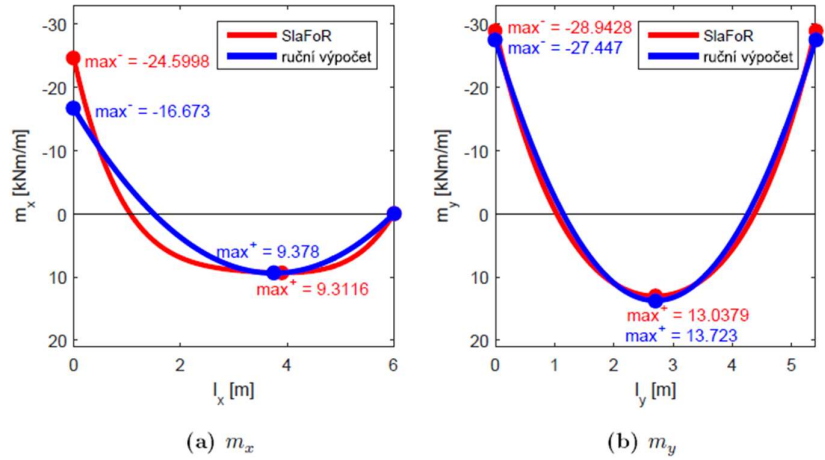
Obrázek 2: Algoritmus výpočtu momentů

4. VERIFIKACE A VALIDACE

Správnost výpočtu byla ověřena porovnáním se zjednodušeným ručním výpočtem, který byl proveden s použitím přibližných vztahů a tabulek dvěma přístupy:

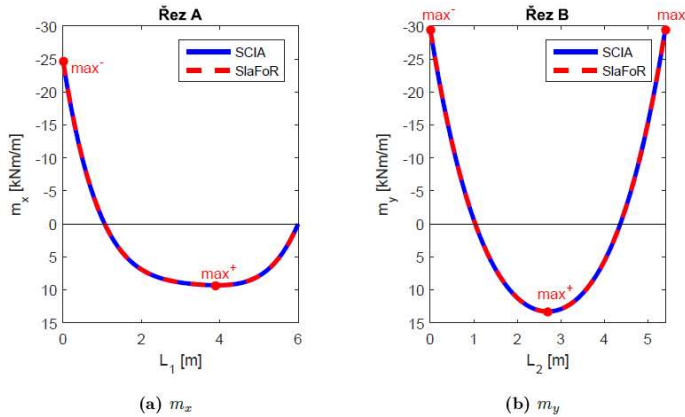
- Lineární analýzou dle statických tabulek,
- Lineární analýzou dle tabulek zohledňujících vliv m_{xy} .

Porovnání výpočtu momentů na stejné desce ručním výpočtem a programem SlaFoR je zobrazeno na Obrázku 3. Ručním výpočtem byly zjištěny tři extrémní hodnoty na řezu, které jsou proloženy křivkou druhého stupně. Hodnoty maximálních momentů v poli se téměř shodují. Hodnoty extrémů v podporách jsou pro případ vetknutí-vetknutí velmi podobné. Pro případ vetknutí-klobouk se výsledky liší. Ručním výpočtem dostaneme pouze přibližné řešení.

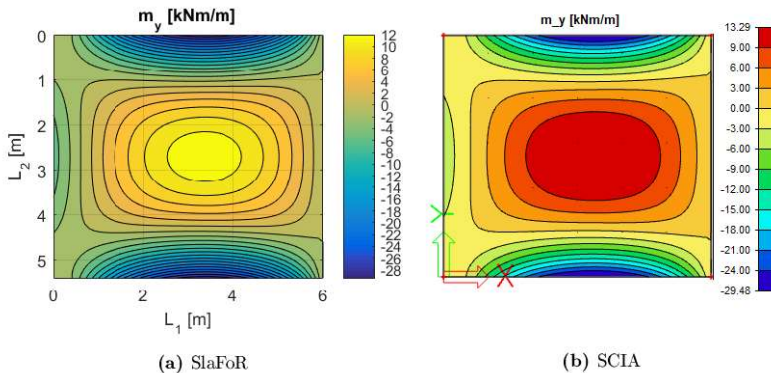


Obrázek 3: Porovnání s ručním výpočtem

Další srovnání bylo provedeno s komerčním softwarem SCIA Engineer, který provádí výpočet metodou konečných prvků. Z Obrázků 4 a 5 je patrné, že výsledek momenty získané z obou programů jsou viditelně shodné.



Obrázek 4: Porovnání se softwarem SCIA Engineer - řezy



Obrázek 5: Porovnání se softwarem SCIA Engineer - izoliny

5. ZÁVĚR

Deska řešená programem SlaFoR 1.0 musí splňovat určitá kritéria, která se týkají rozměrů, způsobu podepření a zatížení.

- 1) Vytvořený program řeší po obvodě podepřené desky, které mají obdélníkový půdorys.
- 2) Musí být splněna podmínka vymezení tloušťky desky, aby bylo možné řešit desku dle Kirchhoffovy teorie.
- 3) Okraje desky musí být kloubově uloženy nebo vetknuté.
- 4) Rovnoměrné zatížení musí působit po celé ploše desky.

Z důvodů jistých omezení se zde nachází možnost program SlaFoR dále rozšířit. V budoucnu by mohlo být umožněno řešit desky libovolných půdorysných tvarů. Dalším námětem by mohla být možnost zadání desky s volným okrajem.

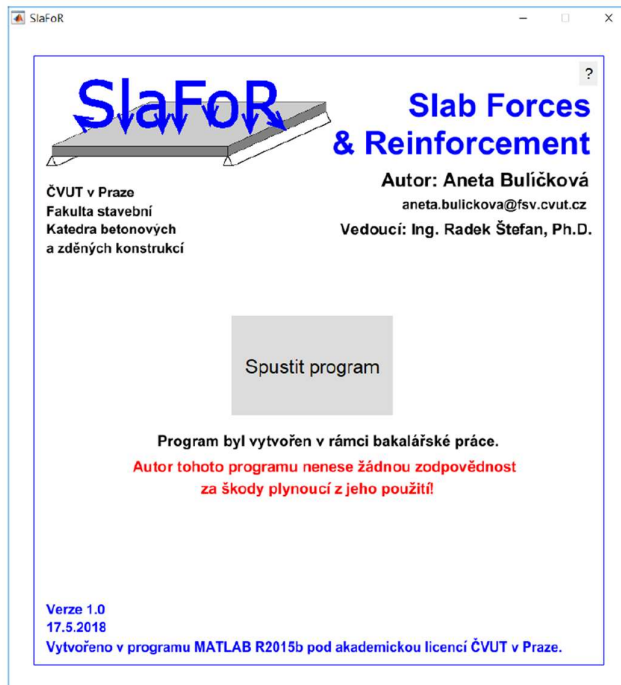
Reference

Buličková, Aneta. *Tvorba a aplikace výpočetní pomůcky pro stanovení vnitřních sil na deskách*. Bakalářská práce. České vysoké učení technické v Praze. Výpočetní a informační centrum., 2018.

ČSN EN 1992-1-1: *Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*.

R. Bareš. *Tabulky pro výpočet desek a stěn*. 2. vyd. Praha: SNTL, (s 624), 1979.

P. Konvalinka. *Analýza stavebních konstrukcí, Příklady*. Vydavatelství ČVUT, 2009.



WEBOVÁ APLIKACE PRO VÝPOČET ROZLOŽENÍ TEPLoty V BETONOVÉ DESCE VYSTAVENÉ POŽÁRU DLE TEPLOTNÍ KŘIVKY ISO 834

Jakub Holan, *

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

ABSTRAKT

Tento článek představuje nově vyvinutou webovou aplikaci TeDisOn pro řešení problému vedení tepla v betonové desce vystavené požáru. Algoritmus programu je založen na metodě konečných diferencí a je implementován v programovacím jazyku JavaScript. Grafické uživatelské rozhraní pro zadávání uživatelem definovaných parametrů a pro interpretaci výsledků je vytvořeno pomocí jazyka HTML. Článek dále stručně představuje algoritmus použitý ve vytvořené aplikaci a prezentuje použití webové aplikace na třech různých příkladech. Z prezentovaných výsledků je zřejmé, že nově vyvinutá webová aplikace je uživatelsky přívětivá, lehce dostupná a velmi rychlá.

KLÍČOVÁ SLOVA

beton • transport tepla • rozložení teploty • betonová deska • program • internet • online

ABSTRACT

The paper presents a newly developed web application for the calculation of heat transfer over the thickness of a concrete slab during fire. The algorithm is based on the finite difference method and is implemented using the JavaScript programming language. The GUI for the input of calculation parameters and for the interpretation of the results is created using the HTML markup language. The paper also presents the theory behind the algorithm and examples of various problems solved using the web application. From the presented results, it is readily seen that the new web application is user-friendly, highly accessible, and very fast.

KEYWORDS

concrete • heat transfer • temperature distribution • concrete slab • program • internet

1. ÚVOD

Rozložení teploty v betonové desce vystavené požáru lze získat vyřešením problému vedení tepla. Problém vedení tepla v betonových konstrukcích vystavených požáru lze popsat standardním modelem neustáleného vedení tepla, viz např. (Štefan 2015) a tam uvedené reference. Tento model je silně nelineární (vlivem okrajových podmínek a materiálových vlastností) a obecně jej nelze analyticky vyřešit. Různí autoři pro řešení problému navrhli a použili různé numerické přístupy, viz např. (Štefan 2015) a tam uvedené

reference. Největší výhodou těchto přístupů je, že řešení lze získat relativně snadno.

Nejčastěji používané numerické přístupy jsou založeny na metodě konečných prvků nebo metodě konečných rozdílů. Metoda konečných prvků je podrobně popsána a použita pro řešení problému transportu tepla v práci (Štefan 2015). Tato metoda je poměrně složitá a výpočetně náročná; je však velmi vhodná pro problémy se složitou geometrií a okrajovými podmínkami. Metodu konečných rozdílů lze sice snadněji implementovat a je mnohem rychlejší; je však vhodná pouze pro problémy s jednoduchou geometrií. Podrobný popis metody konečných rozdílů lze nalézt například v publikaci (Bažant & Jirásek 2018). Použití metody konečných rozdílů pro řešení problému vedení tepla v betonových konstrukčních prvcích vystavených požáru lze nalézt např. v (Hertz 2012).

V dnešní době je patrná snaha vytvářet inženýrské výpočetní programy jako webové (internetové) aplikace, viz např. (Civil Calculation 2020), (EurocodeApplied.com 2020), (using Eurocodes 2020). Výhodou webových aplikací je to, že je lze spustit na téměř jakémkoliv zařízení (např. stolní počítač, notebook, mobilní telefon atd.) a v jakémkoliv operačním systému (např. Windows, Linux, MAC, Android atd.) bez nutnosti instalace. Webové aplikace jsou tedy snadno použitelné a uživatelsky přívětivé.

1.1. Motivace

Přestože numerické přístupy k řešení transportu tepla v betonových konstrukcích vystavených požáru již byly vytvořeny a implementovány jinými autory, autor této práce nenalezl žádnou vhodnou webovou aplikaci pro řešení tohoto problému. Hlavním cílem této práce je vytvoření snadno dostupné a intuitivně využitelné webové aplikace pro řešení tohoto problému, tj. stanovení rozložení teploty v betonové desce vystavené požáru. Dalším cílem je představení vytvořené aplikace na konkrétních příkladech. Tento článek navazuje na výsledky prezentované v (Holan & Štefan 2019).

2. METODY

Pro řešení problému transportu tepla v betonové desce vystavené požáru je použit standardní model neustáleného vedení tepla

$$\rho_c(\theta)c_{p,c}(\theta)\frac{d\theta}{dt} = \frac{d}{dx}\left(\lambda_c(\theta)\frac{d\theta}{dx}\right), \quad (1)$$

kde $\rho_c(\theta)[\text{kg}/\text{m}^3]$ je objemová hmotnost betonu, $c_{p,c}(\theta)[\text{Jkg}/\text{K}]$ tepelná kapacita betonu, $\theta[\text{K}]$ je teplota a $\lambda_c(\theta)[\text{Wm}/\text{K}]$ je tepelná vodivost betonu. Měrná tepelná kapacita, tepelná vodivost a objemová hmotnost betonu za vysokých teplot jsou uvažovány dle

* Ing. Radek Štefan, Ph.D.

(ČSN EN 1992-1-2 2006). Okrajové podmínky jsou uvažovány jako smíšené, tzn. že tepelný tok se uvažuje od přestupu a od radiace dle (ČSN EN 1991-1-2 2004)

$$q = \alpha_c(T - T_\infty) + \varepsilon\sigma_{SB}(T^4 - T_\infty^4), \quad (2)$$

kde $q[\text{W}/\text{m}^2]$ je tepelný tok, $\alpha_c[\text{W}/\text{m}^2\text{K}]$ je součinitel přestupu tepla prouděním, $T[\text{K}]$ je teplota povrchu, $T_\infty[\text{K}]$ je teplota okolního prostředí, $\varepsilon[-]$ je emisivita povrchu a $\sigma_{SB}[\text{W}/\text{m}^2\text{K}]$ je Stefan-Boltzmannova konstanta. V rovnici popisující okrajové podmínky je uvažována hodnota emisivity betonu dle (ČSN EN 1992-1-2 2006). Teplota okolního prostředí a součinitel přestupu tepla během požáru jsou uvažovány dle normové teplotní křivky (ISO-834) popsané v (ČSN EN 1991-1-2 2004). Problém rozložení teploty v betonové desce vystavené požáru lze zařadit do kategorie numericky jednodušších problémů s jednoduchou geometrií. Z tohoto důvodu byla pro řešení problému použita metoda konečných rozdílů, viz (Bažant & Jirásek 2018), (Hertz 2012). Pomocí této metody byl vytvořen výpočetní algoritmus.

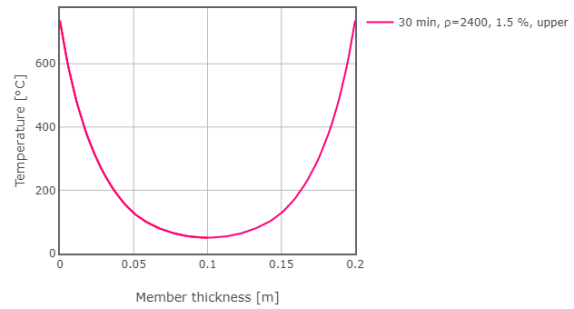
3. WEBOVÁ APLIKACE

Pro dosažení snadné dostupnosti a využitelnosti výpočetního algoritmu byla vytvořena webová aplikace (Štefan & Holan 2020) implementací výpočetního kódu pomocí programovacího jazyka JavaScript. Grafické uživatelské rozhraní je vytvořeno pomocí jazyka HTML, viz Obr. 1. Pomocí tohoto rozhraní lze nastavit vstupní hodnoty pro výpočet. Do programu lze zadat tloušťku konstrukce, počáteční hustotu, počáteční obsah vlhkosti v hmotnostních procentech, tepelnou vodivost, dobu trvání požáru a vystavení požáru. Výsledky, tj. grafy rozložení teploty po průřezu desky, jsou zobrazeny na stejné stránce.

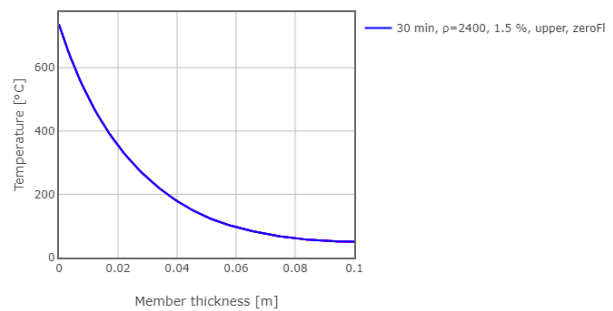
Obr. 1: Grafické uživatelské rozhraní pro zadání vstupních hodnot (Štefan & Holan 2020).

4. NULOVÝ TOK NA NEVYSTAVENÉ STRANĚ

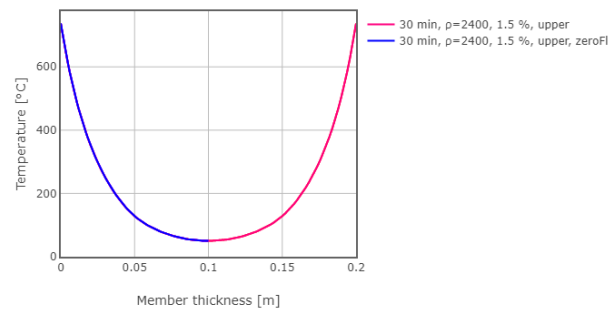
V této kapitole je názorně demonstrováno, že problém desky oboustranně vystavené požáru (viz Obr. 2) lze modelovat jako desku poloviční tloušťky s nulovým tepelným tokem na jedné straně (viz Obr. 3), srovnej s Hertz (2012). Z Obr. 4 je zřejmé, že výsledky jsou shodné pro obě varianty. Výhodou modelování polovičního problému je snížení výpočetního času a větší přehlednost výsledků. Tento způsob modelování je pro jeho názornost dále využíván v tomto článku.



Obr. 2: Rozložení teplot v desce o celkové tloušťce 200 mm oboustranně vystavené požáru.



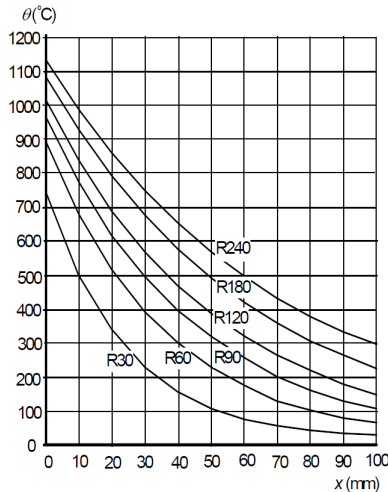
Obr. 3: Rozložení teplot v desce o celkové tloušťce 100 mm jednostranně vystavené požáru a jednostranně izolované.



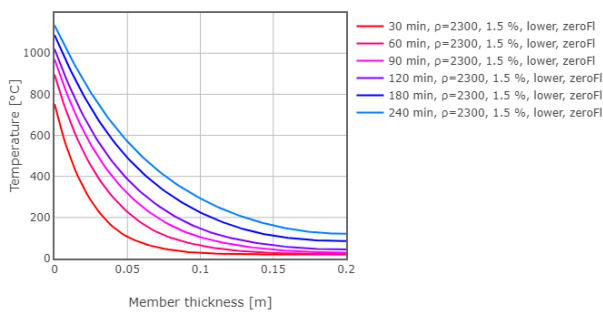
Obr. 4: Srovnání výsledků na Obr. 2 a 3.

5. POROVNÁNÍ S NORMOVÝMI GRAFY

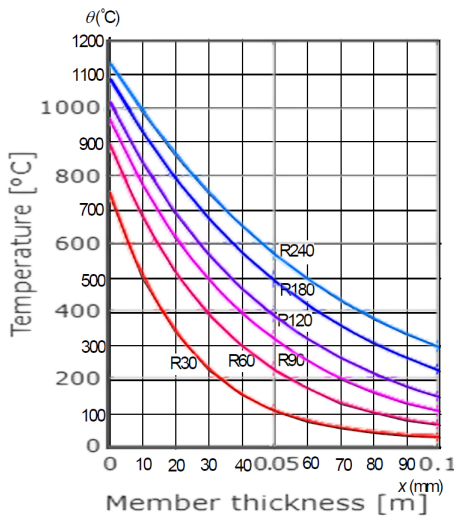
Druhý příklad je zaměřen na porovnání výsledků stanovených pomocí webové aplikace (Štefan & Holan 2020) (viz Obr. 6) a grafů uvedených v normě (ČSN EN 1992-1-2 2006) (viz Obr. 5). Vstupní parametry výpočtu jsou převzaty z (ČSN EN 1992-1-2 2006) – tj. tloušťka desky 200 mm, počáteční objemová hmotnost $2300 \text{ kg}/\text{m}^3$, počáteční obsah vlhkosti 1,5 % a dolní limit tepelné vodivosti. Z Obr. 7 je zřejmé, že křivky rozložení teplot stanovení dle (ČSN EN 1992-1-2 2006) a (Štefan & Holan 2020) pro různé časy jsou shodné.



Obr. 5: Rozložení teplot dle (ČSN EN 1992-1-2 2006, Fig. A.2).



Obr. 6: Rozložení teplot dle webové aplikace (Štefan & Holan 2020).

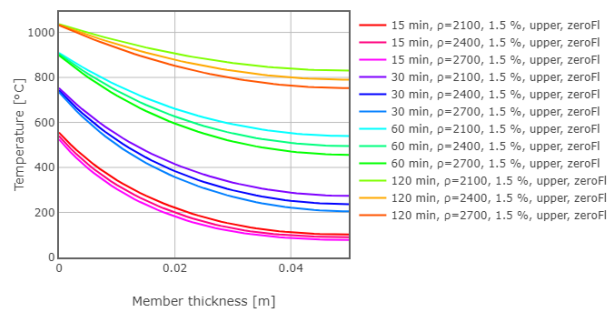


Obr. 7: Srovnání výsledků na Obr. 5 a 6.

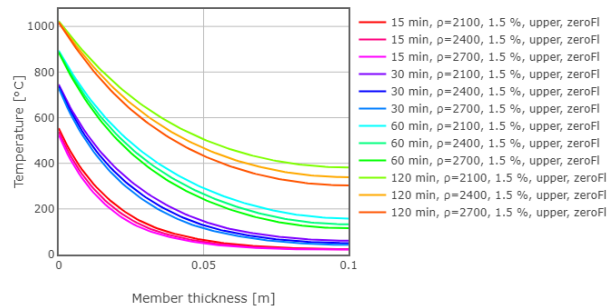
6. PARAMETRICKÁ STUDIE

V této kapitole je prezentována parametrická studie vlivu počáteční objemové hmotnosti na rozložení teploty po tloušťce betonové

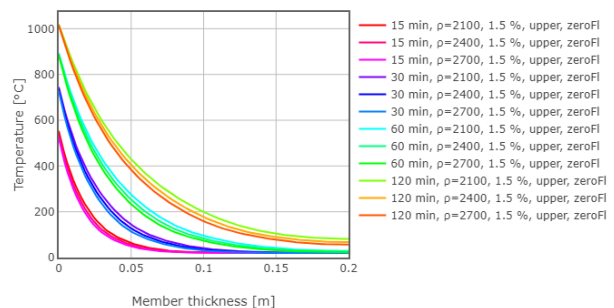
desky vystavené požáru na obou površích. Výpočty jsou provedeny pro celkové tloušťky desky 100 mm, 200 mm a 400 mm. Při výpočtech jsou uvažovány různé počáteční objemové hmotnosti, konkrétně hodnoty 2100 kg/m³, 2400 kg/m³ a 2700 kg/m³. Výpočty jsou provedeny pro dobu trvání požáru 15 minut, 30 minut, 60 minut a 120 minut. Počáteční obsah vlhkosti je uvažován jako 1,5 % hmotnosti betonu a pro tepelnou vodivost je uvažována horní mez dle ČSN EN 1992-1-2 (ČSN EN 1992-1-2 2006). Výsledky jsou zobrazeny na Obr. 8 až Obr. 10. Ze získaných výsledků lze vyvodit následující závěry. Na začátku požáru, kdy ještě není vnitřní část průřezu příliš zahřátá, je zřejmé, že objemová hmotnost má relativně velký vliv na teplotu v blízkosti povrchu. S rostoucím časem, a tedy se zvyšující se teplotou v desce, se zvyšuje vliv objemové hmotnosti na teplotu ve vnitřní části průřezu. S dalším zvýšením času a teploty se snižuje vliv objemové hmotnosti na teplotu v blízkosti povrchů a zvyšuje vliv objemové hmotnosti na teplotu v jádře.



Obr. 8: Rozložení teplot v desce o celkové tloušťce 100 mm



Obr. 9: Rozložení teplot v desce o celkové tloušťce 200 mm



Obr. 10: Rozložení teplot v desce o celkové tloušťce 400 mm

7. ZÁVĚR

V článku byla prezentována autorem vytvořená webová aplikace pro stanovení rozložení teploty v betonové desce vystavené požáru. Webová aplikace, která vychází z algoritmu založeného na metodě konečných rozdílů a implementovaného v programovacím jazyce JavaScript, je uživatelsky přívětivá, snadno použitelná, lehce dostupná a rychlá. Dále bylo v článku prezentováno použití webové aplikace pro parametrickou studii zaměřenou na vliv počáteční objemové hmotnosti na rozložení teploty po průřezu desky. Závěrem parametrické studie je, že různé počáteční objemové hmotnosti ovlivňují na začátku požáru teplotu u povrchu desky a později ovlivňují teplotu ve vnitřní části průřezu. V rámci další práce bude aplikace rozšířena tak, aby bylo možné řešit komplexnější problémy – např. různé teplotní křivky, kombinace více materiálů, složitější geometrie a jiné.

ACKNOWLEDGEMENTS

Tato práce byla podpořena grantem Studentské grantové soutěže ČVUT č. SGS20/041/OHK1/1T/11.

References

- Bažant, Z. P. & Jirásek, M. (2018), *Creep and Hygrothermal Effects in Concrete Structures*.
- Civil Calculation (2020), 'Civil calculation'.
URL: <https://calculocivil.com/eu>
- ČSN EN 1991-1-2 (2004), *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-2: Obecná zatížení - Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru.*, ČNI.
- ČSN EN 1992-1-2 (2006), *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-2: Obecná pravidla - Navrhování konstrukcí na účinky požáru.*, ČNI.
- EurocodeApplied.com (2020), 'Eurocodeapplied.com'.
URL: <https://www.eurocodeapplied.com/>
- Hertz, K. (2012), 'Users guide for the program confire.exe', http://www.byg.dtu.dk/english/-/media/Institutter/Byg/publikationer/software/confire_users_guide_ver_2.ashx?la=da. Accessed: 2020-09-01.
- Holan, J. & Štefan, R. (2019), 'Numerická analýza rozložení teploty v betonové desce vystavené požáru pomocí webové aplikace', 26. *Betonářské dny 2019 Hradec Králové*.
- using Eurocodes (2020), 'using eurocodes'.
URL: <https://usingeurocodes.com/>
- Štefan, R. (2015), *Transport Processes in Concrete at High Temperatures. Mathematical Modelling and Engineering Applications with Focus on Concrete Spalling*, PhD thesis, CTU in Prague.
- Štefan, R. & Holan, J. (2020), 'Tedison'.
URL: <http://people.fsv.cvut.cz/holanjak/software/tedison/>

MATEMATICKÉ MODELY ČASOVÉHO PRŮBĚHU KARBONATACE

Anna Horáková, *

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

ABSTRAKT

Článek se zabývá karbonací betonu, která je jedním z hlavních degradačních procesů ovlivňujících trvanlivost železobetonové konstrukce. Správný návrh konstrukce by měl zohledňovat mimo jiné i hledisko trvanlivosti, a proto je třeba najít takové výpočetní nástroje, pomocí kterých bude možné alespoň přibližně určit průběh degradace konstrukce v čase. Tato práce se věnuje především matematickým modelům časového průběhu karbonatace. Práce obsahuje shrnutí poznatků z odborných publikací o faktorech ovlivňujících rychlost karbonatace a popis vybraných matematických modelů časového průběhu karbonatace. V rámci této práce byla experimentálně stanovena hloubka karbonatace u vzorku betonu ze stávající mostní konstrukce. Tato experimentálně zjištěná hloubka karbonatace potom byla porovnána s hloubkou karbonatace spočtenou pomocí vybraných matematických modelů.

KLÍČOVÁ SLOVA

Beton • Karbonatace • Matematické modelování • Degradace • Trvanlivost

ABSTRACT

The paper deals with carbonation of concrete which is one of the main degradation processes affecting the durability of reinforced concrete structures. The proper structure design should also take the durability aspect into account. Therefore it is necessary to find such calculation tools that could at least approximately estimate the structure degradation over time. This paper deals especially with mathematical models, which describe the progress of carbonation in time. The article includes a short summary of the literature search on factors affecting the carbonation velocity. An overview of mathematical models describing the carbonation is presented. In this work, the carbonation depth was experimentally determined for the sample obtained from an existing bridge structure. This experimentally determined carbonation depth was then compared with the carbonation depth calculated using selected mathematical models.

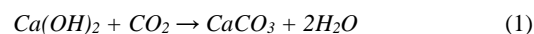
KEYWORDS

Concrete • Carbonation • Mathematical modelling • Degradation • Durability

1. ÚVOD

Ve většině případů je rozhodujícím korozním vlivem pro beton karbonatace. Je to jev, ke kterému dochází v důsledku působení vzdušného oxidu uhličitého CO_2 na hydroxid vápenatý a další produkty hydratace. Důsledkem je snížení pH vedoucí ke korozi ocelové výztuže a v posledním stádiu také poškození struktury samotného betonu.

V rámci karbonatace lze rozlišit několik fází. V první fázi dochází k reakci oxidu uhličitého s hydroxidem vápenatým dle dále uvedené chemické rovnice:



Uhlíčan vápenatý v této fázi postupně zaplňuje póry v betonu a dochází k přechodnému zvýšení pevnosti v důsledku zhutnění materiálu. V druhé fázi potom nastává přeměna ostatních hydratačních produktů za vzniku modifikací uhlíčanu vápenatého a také amorfního gelu kyseliny křemičité. V této fázi se mechanické vlastnosti betonu výrazně nemění. V následující fázi dochází k překrystalizování dříve vzniklých produktů a ve struktuře se začínají vytvářet krystaly kalcitu a aragonitu. Tyto krystaly jsou objemné a jejich vznik v pórech způsobuje poškozování materiálu a zhoršení mechanických vlastností. V poslední fázi je již struktura betonu značně potrhána velkými krystaly kalcitu a aragonitu, materiál ztrácí svoji pevnost a soudržnost a pH dosahuje hodnot okolo 8,3, což vede ke ztrátě ochrany ocelové výztuže před elektrochemickou korozi.

1.1. Faktory ovlivňující rychlost karbonatace

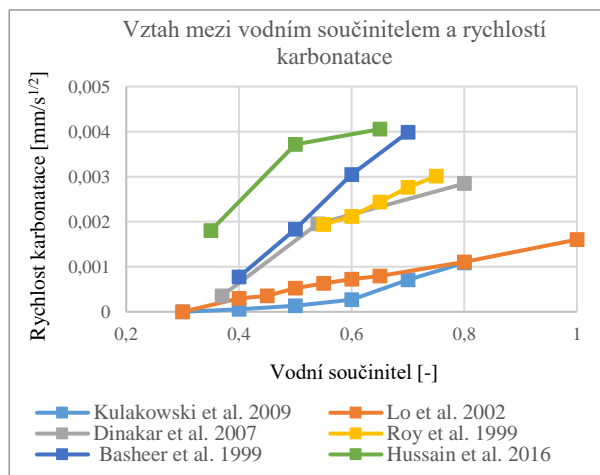
Dosud uveřejněné studie se nejčastěji zabývají vlivem složení betonu na jeho odolnost vůči karbonataci. Rychlost pronikání oxidu uhličitého do struktury betonu je zásadně ovlivněna pórovitostí betonu, na kterou má vliv především vodní součinitel, dále také druh pojiva nebo granulometrie kameniva. Studie velmi často porovnávají rychlost karbonatace betonových směsí s různým vodním součinitelem. S rostoucím vodním součinitelem se rychlost

* Školitel: prof. Ing. Alena Kohoutková, CSc., FEEng.

karbonatace zvyšuje (Kulakowski et al. 2009, Dinakar et al. 2007, Lo et al. 2002, Imamoto et al. 2009, Basheer et al. 1999, Hussain et al. 2016).

Dále má na rychlost karbonatace významný vliv druh pojiva, rychlost karbonatace se mění při použití hydraulických příměsí (SCM) jako částečné náhrady cementu, vliv má také druh použitého cementu. Rychlost karbonatace je totiž závislá na koncentraci $\text{Ca}(\text{OH})_2$ v pórovém roztoku betonu, s jeho rostoucí koncentrací se rychlost karbonatace snižuje, protože zreagování veškerého jeho množství v dané vrstvě betonu trvá déle. Betony obsahující hydraulické příměsí (popílek, strusku, mikrosiliku) jsou proto vůči karbonataci obvykle méně odolné než betony obsahující jako pojivo pouze portlandský cement. Tuto skutečnost uvádějí jako výsledek svého experimentálního programu mnohé studie (Khunthongkeaw et al. 2006, Siddique et al. 2011, Ho et al. 1983, Younsi et al. 2011).

Některé studie zkoumají také vztah mezi tlakovou pevností betonu a jeho odolností vůči karbonataci. Beton o vyšší pevnosti má ve většině případů také větší odolnost vůči karbonataci (např. Atis 2003, Kulakowski et al. 2009, Dinakar et al. 2007, Lo et al. 2002, Imamoto et al. 2009). Korelaci mezi tlakovou pevností betonu a rychlostí karbonatace ilustruje obrázek 1. Obě tyto vlastnosti jsou ovlivněny velmi výrazně pórovitostí, která je dána například vodním součinitelem a vlastnostmi kameniva. Často je ale hloubka karbonatace různá pro betony o stejné pevnosti, ale odlišném složení. Rychlost karbonatace je ovlivněna velkým množstvím faktorů, takže matematické modely pro predikci karbonatace, vycházející pouze z hodnoty tlakové pevnosti, obvykle nebývají příliš přesné.



Obrázek 1: Vztah mezi tlakovou pevností betonu a rychlostí karbonatace

Podmínky prostředí mají pro rychlost karbonatace zásadní vliv, zejména vlhkost prostředí. Dle většiny studií je rychlost karbonatace nejvyšší při vlhkostním rozmezí 50 – 75 % (Papadakis et al. 1989, Papadakis et al. 1991, Roy et al. 1999, Silva et al. 2014). V suchém prostředí je karbonatace velmi pomalá až nulová, stejně tak ve vodou nasyceném betonu. Rychlost karbonatace je samozřejmě ovlivněna také koncentrací oxidu uhličitého v prostředí obklopujícím beton. Koncentrace oxidu uhličitého

v čistém vzduchu je cca 0,04 %, v blízkosti velkých průmyslových a zemědělských provozů, velkých měst a významných silničních tahů však může být větší. Proto je obvykle rychlost karbonatace v těchto lokalitách větší než v oblastech menších sídel a volné přírody (Papadakis 2000).

1.2. Matematické modely časového průběhu karbonatace

Modelů popisujících časový průběh karbonatace existuje velké množství, protože tento degradační jev je považován v rámci železobetonových konstrukcí za nejvýznamnější. Pro trvanlivost konstrukce je zásadní doba, za kterou dojde vlivem karbonatace k depasivaci ocelové výztuže – tedy doba, za kterou zkarbonatovaná vrstva dosáhne úrovně výztužných vložek. Tato doba je v literatuře označována jako iniciační čas t_i . Modely potom popisují závislost tloušťky zkarbonatované vrstvy na čase. Fyzikální podstatou těchto modelů je difuze, vycházející tedy z II. Fickova zákona, který je popsán diferenciální rovnicí:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D \cdot \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \quad (2)$$

kde c je koncentrace, t čas a x vzdálenost, v tomto případě vzdálenost od povrchu. Tloušťku zkarbonatované vrstvy lze tedy určit ze vztahu:

$$x_c = A \cdot \sqrt{t} \quad (3)$$

kde x_c je tloušťka zkarbonatované vrstvy [mm], t je uplynulý čas [roky] a A je parametr spočtený dle použitého modelu. Právě parametrem A se jednotlivé modely liší. Všechny modely obsahují parametr, který zohledňuje druh použitého betonu. Nejčastěji se jedná o hodnotu vodního součinitele nebo pevnost v tlaku. Některé modely pracují s hodnotami hmotností jednotlivých složek betonu a s jejich objemovými hmotnostmi. Někdy bývá také zohledněn druh použitého cementu. Často jsou potom zohledněny také vlivy prostředí, zejména vlhkost a obsah oxidu uhličitého ve vzduchu. Model, který je v současnosti považován za nejkomplexnější, zahrnuje podrobnější údaje o složení betonu a hodnotu koncentrace oxidu uhličitého. Jedná se o model podle Papadakise a kol. z roku 1989 (Papadakis et al. 1989).

$$A = \frac{\sqrt{2[CO_2] \cdot D_{e,CO_2}}}{\sqrt{[CH] + 3[CSH]}} \quad (4)$$

kde D_{CO_2} je efektivní difuzní koeficient CO_2 v betonu [m^2/s], $[CO_2]$ je koncentrace CO_2 v okolním prostředí [mol/m^3], $[CH]$ je molární koncentrace $\text{Ca}(\text{OH})_2$ a $[CSH]$ je molární koncentrace hydrosilikátů vápenatých [mol/m^3]. Tento model vychází z diferenciálních rovnic pro objemové bilance CO_2 , $\text{Ca}(\text{OH})_2$ a CSH (Papadakis et al. 1991). Výpočet difuzního koeficientu je poměrně náročný a vyžaduje podrobnější informace o použitém materiálu. Existuje vztah pro přibližné určení difuzního koeficientu, který uvádí studie (Papadakis et al. 1991):

$$D_{CO_2} = 1,64 \cdot 10^{-6} \cdot \varepsilon^{1,8} \cdot (1 - RH/100)^{2,2} \quad (5)$$

kde ε je celková pórovitost [%] a RH je relativní vlhkost uvnitř pórů [%]. Při teoretických výpočtech je však poměrně obtížné predikovat pórovitost betonu. Pro tyto účely lze použít i zjednodušenou verzi modelu (rovnice 6), která je založena na obsahu jednotlivých složek v betonové směsi a na okolní vlhkosti (Šmerda 1999):

$$A = 350 \cdot \frac{\rho_c \cdot (w - 0,3)}{\rho_v \cdot (1 + w \cdot \frac{\rho_c}{\rho_a})} \cdot f_{RH} \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{\rho_c}{\rho_v} \cdot w + \frac{\rho_c}{\rho_a} \cdot \frac{m_a}{m_c}\right)} \cdot c_{CO_2} \quad (6)$$

kde ρ_c , ρ_a a ρ_v jsou objemové hmotnosti cementu, kameniva a vody [kg/m³], m_a a m_c jsou hmotnosti kameniva a vody [kg], w je vodní součinitel [-], c_{CO_2} je koncentrace oxidu uhličitého v okolním vzduchu [mol/m³]. Hodnota f_{RH} je závislá na relativní vlhkosti vzduchu a určí se dle tabulky 1.

Tabulka 1: Hodnoty f_{RH} pro různé relativní vlhkosti

Relativní vlhkost RH [%]	0	7	50	93	100
Hodnota funkce f_{RH} [-]	0	0	0,425	0,5	0

Dalším komplexním modelem je model dle Bakkeru (Sanjuán et al. 2003):

$$x = \sqrt{\frac{2D_c}{a} \cdot (c_1 - c_2) \left[t_{d1} + t_{d2} - \left(\frac{x_1}{b}\right)^2 + t_{d3} - \left(\frac{x_2}{b}\right)^2 \dots + t_{dn} - \left(\frac{x_n-1}{b}\right)^2 \right]} \quad (7)$$

kde D_c je difuzní koeficient CO₂ v betonu [m²/s], $(c_1 - c_2)$ je rozdíl koncentrace CO₂ v betonu a v okolním prostředí [mol/kg], t_d je čas v letech, a je koncentrace CaO v betonu [mol/kg] a b je množství vody vypařené z betonu, přičemž:

$$a = Ca \cdot HD \cdot c \cdot 44/66 \quad (8)$$

$$b = \sqrt{(2D_v/a) \cdot (c_3 - c_4)} \quad (9)$$

kde Ca je koncentrace CaO v pojivu [kmol/m³], HD je stupeň hydratace [-], c je množství cementu na m³ betonu [kg/m³], D_v je difuzní koeficient vodní páry v betonu [m²/s] a $(c_3 - c_4)$ je rozdíl vlhkosti v betonu a v okolním prostředí [mol/kg].

Modely jsou velmi často založeny na hodnotě vodního součinitele. Tato hodnota má totiž, jak již bylo uvedeno v předchozí kapitole, přímý vliv na pórovitost, a tedy i na propustnost pro oxid uhličitý. V těchto modelech však nejsou vždy zohledněny další faktory ovlivňující rychlost karbonatace. Výhodou je nenáročnost na výpočet a vstupní údaje. Příkladem je model dle De Sittera (De Sitter 1984):

$$A = \sqrt{\frac{46w - 17,6}{2,7} \cdot R \cdot k} \quad (10)$$

kde w je vodní součinitel, R je součinitel závislý na druhu cementu a k je součinitel zohledňující vlhkost okolního prostředí. Podobný je model dle Kishitaniho (Kishitani et al. 2005):

$$\text{Pro } w < 0,6: a = R_1 \cdot \sqrt{0,639 w - 0,244} \quad (11)$$

$$\text{Pro } w \geq 0,6: a = R_2 \cdot \sqrt{\frac{(w - 0,25)^2}{0,345 + w}} \quad (12)$$

kde w je vodní součinitel a R_1 a R_2 jsou koeficienty zohledňující vliv cementu. Pro modely pracující s hodnotou vodního součinitele lze pro zpřesnění výpočtu použít hodnotu efektivního vodního součinitele w_{eff} (Chromá et al. 2014). Jedná se o upravenou hodnotu vodního součinitele zohledňující vliv příměsí na chování materiálu.

$$w_{eff} = m_v / (m_c + k \cdot SCM) \quad (13)$$

kde m_v a m_c jsou hmotnosti vody a cementu, k je hodnota závislá na druhu příměsí a SCM je celkové množství hydraulicky reagujících příměsí.

Mnoho modelů používá pro vyjádření vlastností betonu hodnotu tlakové pevnosti. Například model dle Boba z roku 1990 (Bob et al. 1993):

$$A = \frac{150 \cdot C \cdot k \cdot d}{f_c} \quad (14)$$

kde f_c je tlaková pevnost betonu [MPa], C je součinitel závislý na druhu cementu, k je součinitel zohledňující vlhkostní podmínky prostředí a d je součinitel zohledňující obsah CO₂ v okolním prostředí. Na hodnotě tlakové pevnosti je založen také model dle Duvala (Duval 1992):

$$A = \sqrt{365} \cdot \left(\frac{1}{2,1 \cdot \sqrt{f_c}} - 0,06\right) \quad (15)$$

kde f_c je tlaková pevnost betonu po 28 dnech [MPa]. Tento model je velmi jednoduchý, nezohledňuje však nijak vliv prostředí.

Některé modely jsou založeny na statistickém principu, příkladem je model, který uvádí studie (Silva et al. 2014):

$$y = B_0 + B_1 \cdot x_1 + B_2 \cdot x_2 \dots B_k \cdot x_k + \varepsilon \quad (16)$$

kde y je závislá proměnná (tj. koeficient A), x_i jsou nezávislé proměnné, B_i jsou regresní koeficienty a ε je náhodná chyba modelu. Mezi nezávislé veličiny patří faktory, které ovlivňují rychlost karbonatace. Jsou to vlastnosti betonu, jako je vodní součinitel, množství a druh pojiva, typ cementu, množství a typy přísad, pevnost betonu a jeho konzistence. Dále v modelu vystupují podmínky ukládání a ošetřování betonu (teplota a relativní vlhkost prostředí při tuhnutí a tvrdnutí, typ hutnění) a podmínky prostředí, ve kterém se beton nachází v průběhu své životnosti (relativní vlhkost a teplota prostředí, koncentrace CO₂, stupeň vlivu prostředí, ochrana proti dešti a působení solí). Většina faktorů je popsána číselně, některé jsou ale kritériální (ano/ne), například podmínka ochrany proti dešti (pokud je zajištěna, dosadí se hodnota -1, pokud ne, dosadí se hodnota 1). Tento model byl potom aplikován na výsledky mnoha studií, které se zabývaly různými betonovými směsmi v různých podmínkách okolního prostředí.

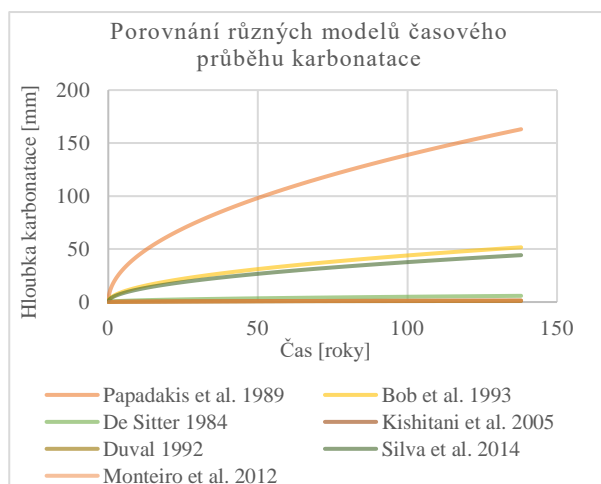
Problémem byly často chybějící hodnoty, které mohou zkreslovat statistické modelování.

Ze statistické analýzy vychází také model, který uvádí studie (Monteiro et al. 2012):

$$x = \sqrt{\frac{2 \cdot c \cdot t}{R_{c65}}} \cdot [\sqrt{k_0 \cdot k_1 \cdot k_2} \cdot \left(\frac{1}{t}\right)^n] \quad (17)$$

kde c je koncentrace CO_2 [kg/m^3], t je čas [roky], R_{c65} je koeficient odolnosti betonu vůči karbonataci [$\text{kg} \cdot \text{roky}/\text{m}^5$], k_0 je faktor pro podmínky měření, k_1 je koeficient zohledňující stupeň vlivu prostředí, k_2 je koeficient zohledňující prostředí, ve kterém beton tuhne a tvrdne a n je koeficient zohledňující namáčení a sušení. Odolnost betonu vůči karbonataci byla stanovena na základě zrychlených karbonatačních experimentů.

Vhodnější jsou vždy modely, zohledňující více faktorů, jako je složení betonu a prostředí, ve kterém se beton nachází. Modely pracující pouze s hodnotou tlakové pevnosti nebo vodního součinitele jsou obvykle málo přesné a v případě vysokopevnostních betonů, jejichž vodní součinitel je obvykle velmi malý, dávají často nesmyslné výsledky. Velké množství modelů, které jsou v současné době k dispozici, pochází z doby, kdy byly vlastnosti betonu mnohem lépe predikovatelné na základě poměru jeho základních složek (kamenivo, cement, voda) a používání přísad a příměsí ještě nebylo příliš časté. Pro vysokohodnotný beton, obsahující velké množství přísad a příměsí, jsou proto často nepoužitelné. Dalším problémem těchto modelů je, že nezohledňují přítomnost trhlin v betonu. V případě běžných železobetonových konstrukcí jsou trhliny určité šířky v betonu vždy přítomny a urychlují transport oxidu uhličitého do struktury betonu. Několik různých matematických modelů porovnává graf na obrázku 2. Je zde zřejmý velký rozptyl ve výsledcích, které jednotlivé modely poskytují.



Obrázek 2: Porovnání různých matematických modelů

2. POSTUP PRÁCE

V rámci této studie byly porovnávána hloubka karbonatace v betonové konstrukci zjištěná pomocí experimentu a vypočtená užitím matematických modelů.

2.1. Experimentální zjištění hloubky karbonatace

Vzorek pro experimentální zjištění hloubky karbonatace byl získán z mostní konstrukce, která byla určena k demolici. Jednalo se o mostní konstrukci v obci Kladno, která byla postavena roku 1974. Vzorek byl odebrán z mostního pilíře (obrázek 3) v roce 2019 pomocí jádrové vrtačky. Dle dostupné dokumentace jsou pilíře mostu z betonu třídy C 35/45. Pevnost betonu byla ověřována tvrdoměrem, dle naměřených hodnot byla průměrná pevnost betonu v okolí vrtu 33 MPa.

Hloubka karbonatace byla zjištěna aplikací fenolftaleinu na povrch odebraného vzorku. Pokud dosahuje pH betonu vyšší hodnoty než cca 9,5, dojde k fialovému zbarvení. Pro nižší hodnotu pH k zbarvení nedochází a tuto část konstrukce je možno považovat za zkarbonatovanou. Dle provedené zkoušky dosahovala hloubka karbonatace cca 37 mm. Výsledek experimentu znázorňuje obrázek 4.



Obrázek 3: Mostní konstrukce, ze které byly odebrány vzorky



Obrázek 4: Výsledek experimentálního stanovení hloubky karbonatace

2.2. Výpočet hloubky karbonatace pomocí matematického modelu

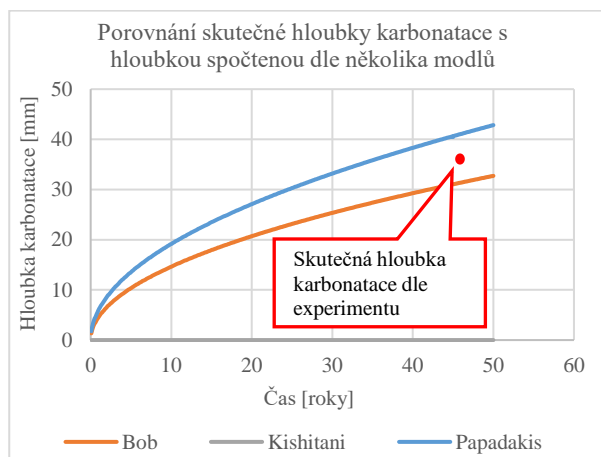
Pro výpočet hloubky karbonatace byl použit model dle Papadakis z roku 1992. Tento model dává výsledky, které se blíží rychlostem karbonatace uváděným v literatuře. Pro porovnání byla hloubka karbonatace spočtena také pomocí modelu dle Boba a modelu dle Kishitaniho. Složení betonu bylo odhadnuto dle jeho pevnosti. Je uvedeno v tabulce 2. Vodní součinitel této betonové směsi je 0,37. Vlhkost okolního prostředí byla pro jednotlivé měsíce roku uvažována dle dostupných meteorologických údajů jako průměrná vlhkost mezi lety 1981 a 2010.

Tabulka 2: Předpokládané složení betonu mostní konstrukce.

Složení betonové směsi		
Kamenivo hrubé	1070	kg/m ³
Kamenivo jemné	750	kg/m ³
Cement	350	kg/m ³
Voda	130	kg/m ³

3. VÝSLEDKY

Při porovnání provedeného experimentu s výpočty bylo dosaženo poměrně dobré shody v případě matematických modelů dle Papadakise a dle Boba. Naproti tomu model dle Kishitaniho se v tomto případě zcela odklání od reality. Graf na obrázku 5 znázorňuje časový průběh karbonatace spočtený dle těchto tří matematických modelů s vyznačeným výsledkem experimentu.



Obrázek 5: Početně stanovený časový průběh karbonatace a výsledek experimentu

Tabulka 3 uvádí hloubky karbonatace v roce 2019 (tedy ve stáří konstrukce 45 let) spočtené dle uvedených modelů a hloubku karbonatace zjištěnou experimentem.

Tabulka 3: Hloubka karbonatace ve stáří konstrukce 45 let (porovnání výpočtů a experimentu)

	Hloubka karbonatace [mm]	Odchylka od experimentu [%]
Papadakis	40.45	9.32
Bob	31.05	16.08
Kishitani	0.78	97.89
Experiment	37	-

Dle provedené studie vystihuje hloubku karbonatace nejlépe model dle Papadakise, jehož odchylka od skutečnosti je cca 9 %. Přijatelný výsledek (vzhledem k velkému počtu

neznámých při výpočtu hloubky karbonatace) dává také model dle Boba (odchylka cca 16 %).

4. DISKUZE

V rámci provedené studie byla získána nejlepší shoda s experimentem pro matematický model dle Papadakise a přijatelná shoda pro model dle Boba. Oba tyto modely zohledňují vlastnosti betonu i okolního prostředí. Model dle Papadakise zohledňuje poměr jednotlivých složek betonu a jejich objemovou hmotnost, vlhkost okolního prostředí a koncentraci oxidu uhličitého v okolním ovzduší. Model dle Boba pracuje s pevností betonu jako hlavním parametrem, který je dále modifikovaný dle typu cementu, koncentrace oxidu uhličitého v okolním prostředí a jeho vlhkosti. Dle dříve provedené studie (Horáková et al. 2017) však tento model dával nereálné výsledky při aplikaci na vysokopevnostní betony, právě kvůli své výrazné závislosti na pevnosti betonu. Tato studie sice nebyla podložena experimentálním programem, ale i tak lze předpokládat, že je tento model pravděpodobně použitelný pouze pro betony běžných pevností. Při porovnání je nutné si uvědomit, že složení betonu bylo pouze odhadnuto na základě jeho pevnosti, a výsledky jsou tedy do určité míry nepřesné. Při mírné změně poměru jednotlivých složek se však výsledky nemění nijak dramaticky, odchylka jednotlivých modelů od experimentu se mění v řádu procent. Lze tedy předpokládat, že model dle Papadakise i model dle Boba umožňují poměrně dobrý odhad hloubky karbonatace pro betony běžné pevnosti.

5. ZÁVĚR

Z výsledků vyplývá, že pro beton běžné pevnosti jsou poměrně dobře použitelné modely dle Papadakise a dle Boba. Nejlepší shoda s experimentálně stanovenou hloubkou karbonatace byla dosažena při použití modelu dle Papadakise, který pracuje s celkovým složením betonu a objemovou hmotností jednotlivých složek. Model dle Boba do velké míry závisí na pevnosti betonu. Výsledek, který tento model dává, se však také příliš nevzdaluje od skutečnosti. Je však třeba poznamenat, že pro stanovení jednoznačného závěru by bylo třeba provést rozsáhlejší experimentální studii na vzorcích pocházejících z různých konstrukcí, z betonu různých pevností a nacházejících se v odlišném prostředí.

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl vytvořen za finanční podpory interní studentské grantové soutěže ČVUT v Praze v rámci projektu SGS19/149/OHK1/3T/11 - Trvanlivost betonové konstrukce a hodnocení jejího životního cyklu.

Reference

Kulakowski, M. P., Pereira, F. M., Dal Molin, D. C. C. (2009), Carbonation-induced reinforcement corrosion in silica fume concrete, in 'Construction and Building Materials', Vol. 23, pp. 1189-1195.

- Dinakar, P., Babu, K. G., Santhanam, M. (2007), Corrosion behaviour of blended cements in low and medium strength concretes, in 'Cement & Concrete Composites', Vol. 29, pp. 136-145.
- Lo, Y., Lee, H. M. (2002), Curing effects on carbonation of concrete using a phenolphthalein indicator and Fourier-transform infrared spectroscopy, in 'Building and Environment', Vol. 37, pp. 507-514.
- Imamoto, K., Shimozawa, K., Nagayama, N., Yamasaki, J., Nimura, S. (2009), Air permeability of concrete cover and its relationship with carbonation progress under long-term exposure test in Japan, in 'Concrete in aggressive aqueous environments - Performance, Testing, and Modeling', pp. 508-514.
- Basheer, P. A. M., Russell, D. P., Rankin, G. I. B. (1999), Design of concrete to resist carbonation, in 'Durability of Building Materials and Components', Vol. 8, pp. 423-435.
- Hussain, S., Bhunia, D., Singh, S. B. (2016), Assessment of carbonation depth under natural and accelerated carbonation conditions, in 'The Indian Concrete Journal', Vol. 11, pp. 57-64.
- Khunthongkeaw, K., Tangtermsirikul, S., Leelawat, T. (2006). A study on carbonation depth prediction for fly ash concrete, in 'Construction and Building Materials', Vol. 20, pp. 744-753.
- Siddique, R. (2011), Properties of self-compacting concrete containing class F fly ash, in 'Materials & Design', Vol. 32, pp. 1501-1507.
- Ho, D., Lewis, R. (1983), Carbonation of concrete incorporating fly ash or a chemical admixture, in 'First international conference on the use of fly ash, silica fume, slag and other mineral by-products in concrete', Montebello, Canada.
- Younsi, A., Turcry, P., Rozière, E., Aït-Mokhtar, A., Loukili, A. (2011), Performance-based design and carbonation of concrete with high fly ash content, in 'Cement and Concrete Composites', Vol. 33, pp. 993-1000.
- Atis, C. D. (2003) Accelerated carbonation and testing of concrete made with fly ash, in 'Construction and Building Materials', Vol.17, pp. 147-152.
- Papadakis, V. G., Vayenas, C. G., Fardis, M. N. (1989), A Reaction Problem of Engineering Approach to the Concrete Carbonation, in 'AIChE Journal', Vol. 35, pp. 1639-1650.
- Papadakis, V. G., Vayenas, C. G., Fardis, M. N. (1991), Experimental investigation and mathematical modeling of the concrete carbonation problem, in 'Chemical Engineering Science', Vol. 46, pp. 1333-1338.
- Roy, S. K., Poh, K. B., Northwood, D. O. (1999), Durability of concrete - accelerated carbonation and weathering studies, in 'Building and Environment', Vol. 34, pp. 597-606.
- Silva, A., Neves, R., de Brito, J. (2014), Statistical modelling of carbonation in reinforced concrete, in 'Cement & Concrete Composites', Vol. 50, pp. 73-81.
- Papadakis V. G. (2000), Effect of supplementary cementing materials on concrete resistance against carbonation and chloride ingress, in 'Cement and Concrete Research', Vol. 30, pp. 291-299.
- Papadakis, V. G., Vayenas, C. G., Fardis, M. N. (1991), Physical and chemical characteristics affecting the durability of concrete, in 'ACI Material Journal', Vol 9, pp. 186-196.
- Šmerda, Z. (1999), *Životnost betonových staveb*, Praha: Český svaz stavebních inženýrů, ISBN 80-902697-8-8.
- Sanjuán, M., Andrade, C., Cheyrez, M. (2003). Concrete carbonation test in natural and accelerated conditions, in 'Advances in Cement Research', Vol. 15, pp. 171-180.
- Kishitani, Y., Hokoi, S., Harada, K., Takada, S. (2005), Prediction model for carbonation of concrete structure considering heat and moisture transfer, in 'Journal of Structural and Construction Engineering', Vol. 595, pp. 17-23.
- Chromá, M., Rovnaníková, P., Teplý, B., Strauss, A. (2014), Effective water- cement ratio of concrete and its effect on the durability of concrete structures, in 'Proceedings pro089: Performance- based Specification and Control of Concrete Durability', pp. 57-65.
- Bob, C., Afana, E. (1993), On-site assessment of concrete carbonation, in 'Proceedings of the international conference Failure of concrete structures', pp. 84-87.
- Duval, R. (1992), *La durabilité des bétons*, Paris, France: Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, ISBN: 2-85978-184-6
- Monteiro, I., Branco, F. A., de Brito, J., Neves, R. (2012) Statistical analysis of the carbonation coefficient in open air concrete structures, in 'Construction and Building Materials', Vol. 29, pp. 263-269.
- De Sitter, W.R. (1984). Costs for service life optimization: The law of fives. Workshop Report on Durability of Concrete Structures; Copenhagen, 18-20 May 1984. Ed. Steen Rostman, Copenhagen, pp. 131-134
- Horáková, A., Broukalová, I., Kohoutková, A., Vašková, J. (2017), Sustainability and durability analysis of reinforced concrete structures, in 'IOP Conference Series: Materials Science and Engineering', Vol. 246, pp. 012038.

VLIV CYKlickÉHO PŮSOBENÍ MRAZU V RANÝCH FÁZÍCH HYDRATACE NA KONEČNOU PEVNOST BETONU

Roman Chylik, *

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

ABSTRAKT

Následující příspěvek se zabývá problematikou betonáže za nízkých teplot, kdy je beton v raných fázích hydratace vystaven zmrazovacím cyklům. Kromě obecně známých pravidel, která jsou doporučena při betonáži za nízkých teplot, existuje možnost aplikace přísady dusičnanu vápenatého. Prvotní aplikace dusičnanu vápenatého do betonu pochází ze Skandinávie, tedy z oblasti, kde je kratší stavební sezóna a vznikla poptávka hledat varianty, jak realizovat betonáž i za teplot pod bodem mrazu. V článku jsou prezentovány dílčí výsledky rozsáhlé studie vlivu dusičnanu vápenatého na hydrataci betonu, který je vystaven cyklickému působení mrazu v průběhu hydratace.

KLÍČOVÁ SLOVA

Hydratace betonu • Dusičnan vápenatý • Tlaková pevnost

ABSTRACT

The following paper deals with the issue of casting of concrete at low temperatures, when concrete is exposed to freezing cycles in the early stages of hydration. In addition to the generally known rules that are recommended for casting of concrete at low temperatures, there is the possibility of applying a calcium nitrate additive. The initial application of calcium nitrate to concrete comes from Scandinavia, ie from an area where the construction season is shorter and there is a demand to look for ways to carry out concreting even at temperatures below freezing. The article presents partial results of an extensive study of the effect of calcium nitrate on the hydration of concrete, which is exposed to the freeze and thaw cycles during hydration.

KEYWORDS

Hydration of concrete • Calcium nitrate • Compressive strength

1. ÚVOD

Je všeobecně známo, že při ukládání betonu by se měla teplota pohybovat optimálně mezi 15°C a 25°C. Při teplotách vyšších než 25°C hrozí riziko ztráty konzistence betonu vlivem urychleného odpařování vody nebo zrychlená ztráta konzistence vlivem urychleného tuhnutí a tvrdnutí betonu. Za velmi nebezpečné ze rovněž považovat riziko vysoké teploty dosažené uvnitř konstrukce vlivem vysoké teploty čerstvého betonu a přídavného tepla vzniklého hydratací betonu. Tato vysoká teplota má za následek vyšší vynucená namáhání v konstrukci vlivem vysokého teplotního gradientu při tuhnutí a tvrdnutí betonu a při následném vychládání konstrukce. Negativní vliv na hydrataci betonu má rovněž teplota nižší jak výše zmíněných 15°C. Při betonování mezi 5°C a 15°C nehrozí riziko snížené pevnosti betonu, avšak beton hydratuje pomaleji a normové konečné pevnosti dosahuje déle než v 28 dnech. Za limitní je považována teplota 5 °C, při které dochází k výraznému zpomalení hydratace. Při teplotě 0 °C a níže dochází téměř k zastavení procesu hydratace. Při procesu hydratace může hydratující beton zmrznout a opětovně rozmrznout, aniž by došlo k znatelnému porušení jeho struktury. Tento stav nastane pokud:

- $Rb^1 < 0,1 \text{ MPa}$ – Pevnost betonu je minimální, hydratace a růst hydratačních produktů ještě nezačal. Beton je ve fázi tuhnutí.
- $Rb^2 > Rz$, kdy Rz značí zmrazovací pevnost betonu, která se dle ČSN P ENV 13671-1 rovná 5 MPa. Při dosažení meze Rz (zmrazovací pevnost) je beton schopný odolat jednomu zmrazovacímu cyklu bez zjevných známek poškození.
- $Rb > Rmin^3$, kdy $Rmin$ dosahuje hodnot v rozmezí 12–20 MPa. Při těchto pevnostech je hydratující beton schopný přežít i několik (cca 25) po sobě jdoucích zmrazovacích cyklů

Nejvíce kritické období při hydrataci betonu tedy nastává při pevnostním rozmezí mezi 0,1 – 5 MPa. Mráz působící na

¹ Rb – Aktuální pevnost hydratujícího betonu

² Rz – Zmrazovací pevnost betonu, tj. pevnost hydratujícího betonu, při které je schopen odolat jednomu zmrazovacímu cyklu bez známek poškození

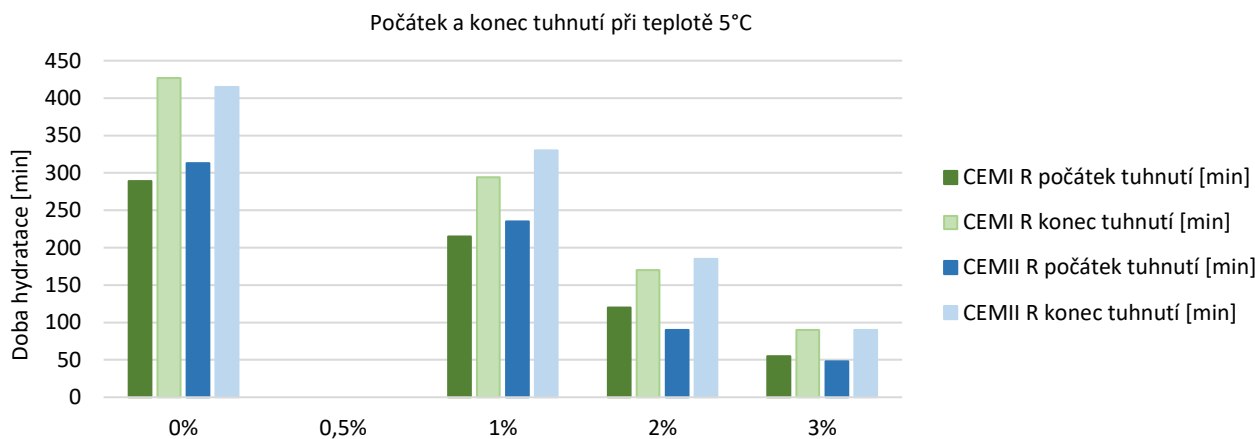
³ $Rmin$ – Minimální pevnost hydratujícího betonu, tj. pevnost, při které je beton schopen odolat několika po sobě jdoucím zmrazovacím cyklům bez poškození

* Školitel: doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.

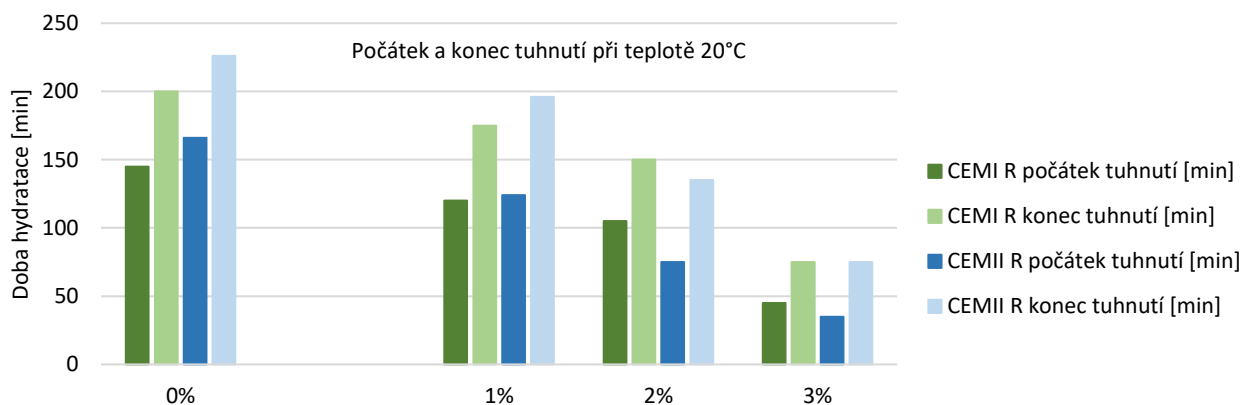
hydratující beton způsobí změnu skupenství vody z kapalného na pevné, čímž dojde k nárůstu objemu o cca 9 %. Vytvořením ledových krystalů ve struktuře betonu vznikne porušení cementového tmelu a nenávratné porušení hydratující cementové matrice. Po opětovném ohřátí a pokračování hydratace beton není schopný nabýt požadovaných pevností a je znehodnocen. Negativní vliv nízkých teplot při betonáži a v době tuhnutí a tvrdnutí betonu lze kompenzovat použitím vhodné receptury betonové směsi. Jedná se zejména o použití rychle tuhnoucího cementu nebo vhodné přísady.

Prezentovaná data jsou dílčí výsledky obsáhlé studie zaměřené na vliv přísady dusičnanu vápenatého, který je používán jako jedna ze složek komerčně vyráběných urychlovacích přísad, na hydrataci betonu za nízkých teplot. Pro úplnost jsou rovněž prezentována data porovnávající hydrataci betonu vystaveného mrazu po celou dobu hydratace v porovnání s betonem hydratujícím v ideálních laboratorních podmínkách.

Vliv dusičnanu vápenatého na rychlost hydratace betonu byl prokázán několika studiemi. Ogubonde (Ogubonde 2011) ve své studii prezentoval, že již přidání 1% dusičnanu vápenatého z hmotnosti cementu zkrátí počátek a konec tuhnutí betonu o 20% ve srovnání s betonem referenčním. Chikn (Chikn, 2007) ve své práci rozšířil vliv dusičnanu vápenatého na počátek a konec tuhnutí pro různé typy cementu. Zatímco u směsi obsahující cement kategorie CEM I zkrátí dusičnan vápenatý dobu počátku a konce tuhnutí o cca 5%, v případě cementu CEM II, který vykazuje pomalejší hydrataci a nižší vývin hydratačního tepla, byla doba počátku a konce tuhnutí redukována o 25%. Kičaitė (Kičaitė 2017) ve své práci prezentoval vliv dusičnanu vápenatého v množství 1%, 2% a 3% z hmotnosti cementu na rychlost hydratace při teplotách limitních pro hydrataci, tj. 5°C a teplotách laboratorních, tj. 20°C.



Obrázek 1 : Počátek a konec tuhnutí při teplotě 5°C. [3]



Obrázek 2 : Počátek a konec tuhnutí při teplotě 20°C.[3]

Z výše uvedených grafů je zřejmé, že dusičnan vápenatý výrazně zkracuje dobu počátku a konce tuhnutí, a to i v případě hydratace za nízké teploty. Tato skutečnost umožňuje využít dusičnan vápenatý jako přísadu, která urychlí hydrataci, zvýší

vývin hydratačního tepla a umožní provádět betonáž konstrukce i za nízkých teplot. Dusičnan vápenatý v betonu způsobuje vápenatým iontem rychlejší tvorbu hydroxidu vápenatého. Dusičnan s trikalciomaluminátem a vodou vytváří

* Školitel: doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.

komplexní sloučeniny, které zvyšují rychlost tvorby hydroxidu vápenatého.

2. METODA ŘEŠENÍ

2.1. Stručná metodika řešení

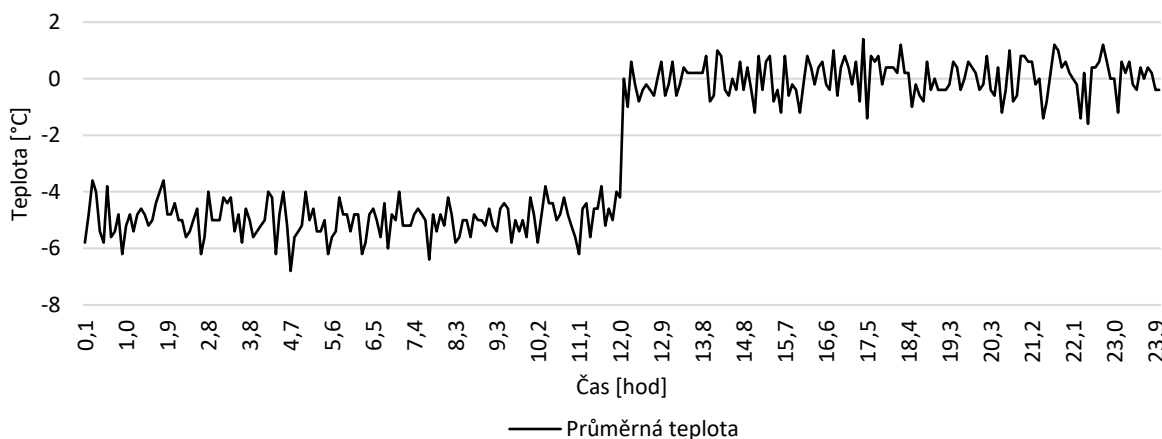
Pro výzkum byla použita referenční receptura a receptura obsahující přísadu dusičnanu vápenatého. Referenční receptura je znázorněna v tabulce 1. Příklad přísady dusičnanu vápenatého byla dávkována v množství 8,2 kg/m³, což odpovídá množství 2% z hmotnosti cementu.

Tabulka 1: Složení referenční směsi (REF).

Složka	Obsah [kg/m ³]
cement	410
voda	200
v/c	0,49
kamenivo 8/16	620
kamenivo 4/8	340
kamenivo 0/4	840

Dávkování dusičnanu vápenatého se zabývaly studie například (Ogubonde 2011, Kičaitė 2017), které stanovily optimální množství mezi 1% a 5% z hmotnosti cementu. Tyto studie rovněž uvedly, že nižší množství dusičnanu vápenatého v betonové směsi přispívá pozitivně k 28 denním pevnostem, zatímco vyšší množství značně zvyšuje pevnosti v raném stadiu hydratace a negativně působí na pevnosti 28 denní. Z důvodu aplikovatelnosti výsledků ve stavební praxi, kdy jsou konstrukce navrhovány převážně na 28 denní pevnost betonu, bylo zvoleno výše uvedené množství 2% z hmotnosti cementu.

Výroba zkušebních těles, kterými byly krychle o hraně 100 mm, probíhala v souladu s normou ČSN EN 12390-2 Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 2: Výroba a ošetřování zkušebních těles pro zkoušky pevnosti. Vzorokly s přísadou dusičnanu vápenatého byly ihned po výrobě uloženy do mrazicího zařízení a vystaveny cyklicky působící teplotě v rozmezí -5°C a 0°C. Záznam teplot v prvních 24 hodinách po uložení vzorků do mrazicího zařízení, tj. po prvním zmrazovacím cyklu, je zobrazen na obrázku 3. Testování probíhalo ve stáří vzorku 1, 2, 3, 7, 14 a 28 dní v souladu s normou ČSN EN 12390-3 Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles.



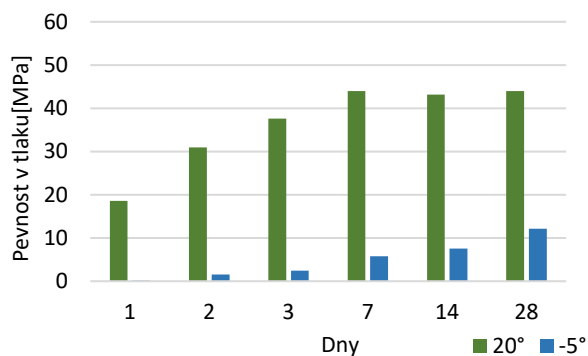
Obrázek 3 : Průběh zmrazovacího cyklu.

3. VÝSLEDKY

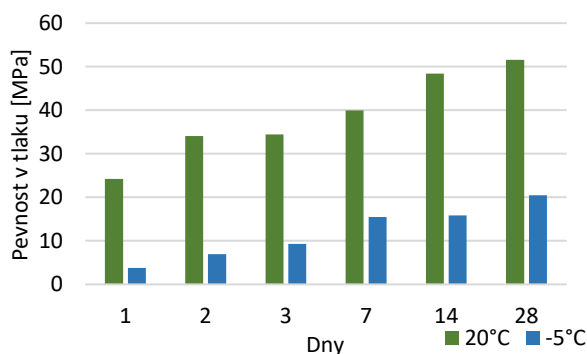
Z níže uvedených obrázků je zřejmé, že přidání dusičnanu vápenatého již v množství 2% z hmotnosti cementu pozitivně ovlivňuje hydrataci v raném stáří betonu. V obrázcích 4 a 5 jsou prezentovány průměrné hodnoty pevnosti v tlaku. Receptura obsahující dusičnan vápenatý vykazovala téměř o 100% vyšší pevnost při hydrataci během zmrazovacích cyklů

ve srovnání s betonem referenčním. Při hydrataci betonu v podmínkách laboratorních byl nárůst pevnosti zhruba 25%.

Z naměřených hodnot vyplývá pozitivní příspěvek dusičnanu vápenatého jakožto přísady umožňující hydrataci betonu i při teplotách pod obecně doporučenou hraniční 5°C.



Obrázek 4 : *Nárůst pevnosti u referenčních vzorků.*



Obrázek 5 : *Nárůst pevnosti u vzorků s dusičnanem vápenatým.*

Rovněž bylo prokázáno, že dusičnan vápenatý má pozitivní vliv konečnou pevnost betonu hydratujícího v ideálních podmínkách, avšak při vyšších množstvích dusičnanu vápenatého (5% z hmotnosti cementu a více) je vliv dusičnanu vápenatého na konečnou pevnost negativní.

4. DISKUZE

Hydratující beton, který je vystaven zmrazovacím cyklům, jehož tvorba hydratačního tepla je zvýšena o reakci dusičnanu vápenatého s trikalciálmaluminátem je schopen dosáhnout zhruba dvojnásobných pevností ve srovnání s betonem bez přísady dusičnanu vápenatého. Tento výsledek není v rozporu se zahraničními studiemi, zabývajícími se obdobnou problematikou. Pro srovnání je možné uvést studii (Karagöl 2013), ve které se její autor zabývá hydratací betonu s přísadou dusičnanu vápenatého, který byl vystaven nejprve mrazu a poté hydratovat v ideálních podmínkách. Pokud bylo hydratujícímu betonu umožněno po uložení v mrazu hydratovat v ideálních podmínkách, byl beton schopný dosahovat shodných pevností až do teplot zhruba -15°C ve srovnání s betonem, který hydratovat jen v podmínkách laboratorních.

5. ZÁVĚR

Prezentovaný příspěvek se zabýval možností využití dusičnanu vápenatého, jakožto přísady umožňující hydrataci betonu i v teplotách pod bodem mrazu. Byl prokázán pozitivní vliv dusičnanu vápenatého na pevnost betonu ve srovnání s betonem referenčním, dusičnan vápenatý neobsahující. Využití dusičnanu vápenatého v optimálním množství otevírá možnost betonáže i za nižších teplot, než jsou v dnešní době obecně doporučovány. Rovněž prvotní výzkumy provedené na zahraničních pracovištích naznačují schopnost betonu obsahující dusičnan vápenatý plnohodnotně hydratovat i po uložení v mrazu až do teplot -20°C . Důležité je správně stanovit maximální prospěšné množství dusičnanu vápenatého s ohledem na dlouhodobou pevnost betonu. Dosavadní provedené studie stanovují tuto hodnotu jako 5% z hmotnosti cementu, avšak toto je vhodné ověřit na cementech běžně dostupných v ČR. Tato problematika je aktuálně předmětem výzkumu autora tohoto příspěvku.

PODĚKOVÁNÍ

Tento příspěvek vznikl za finanční podpory projektu SGS20/109/OHK1/2T/11 a SGS19/149/OHK1/3T/11.

Reference

- Ogunbode, E. B., & Hassan, I. O., 2011. Effect of Addition of Calcium Nitrate on Selected Properties of Concrete Containing Volcanic Ash. *Leonardo Electronic Journal of Practices and Technologies*. 19, 29-38. ISSN 1583-1078.
- Chikh, N., Cheikh-zouaoui, M., Aggoun, S., & Duval R.,. Effects of calcium nitrate and triisopropanolamine on the setting and strength evolution of Portland cement pastes. *Materials and Structures* [online]. 2007, 41(1), 31-36 [cit. 2020-03-03]. DOI: 10.1617/s11527-006-9215-8. ISSN 1359-5997.
- Kičaitė, A., Pundienė, I., & Skripiūnas, G.,. The influence of calcium nitrate on setting and hardening rate of Portland cement concrete at different temperatures. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering* [online]. 2017, 251 [cit. 2020-03-04]. DOI: 10.1088/1757-899X/251/1/012017. ISSN 1757-8981.
- Karagöl, F., Demirboğa, R., Kaygusuz, M.A., Yadollahi, M. M. & Polat R. The influence of calcium nitrate as antifreeze admixture on the compressive strength of concrete exposed to low temperatures. *Cold Regions Science and Technology* [online]. 2013, 89, 30-35 [cit. 2020-03-05]. DOI: 10.1016/j.coldregions.2013.02.001.
- Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví. (2009), *ČSN EN 12390-2 Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 2: Výroba a ošetřování zkušebních těles pro zkoušky pevnosti*
- Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví. (2009), *ČSN EN 12390-3 Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles*, Praha.

ANALÝZA PŘEDPJATÉHO VAZNÍKU VČETNĚ VYŠETŘENÍ OBLASTÍ DISKONTINUIT

Jan Janata, *

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

ABSTRAKT

Tento článek se zabývá analýzou předpjatého sedlového vazníku. Příspěvek je shrnutím části prakticky zaměřené autorovy diplomové práce, jež se mimo jiné zabývá problematikou a úskalím správného návrhu předpjatého vazníku se soudržnou předpínací výztuží. Samotná analýza předpjatého sedlového vazníku je provedena v autorem vytvořeném programu, v tabulkovém procesoru MS Excel. Velká pozornost je pak věnována analýze jednotlivých poruchových oblastí – tzv. oblastí diskontinuit, ve kterých se autor musel vypořádat s přítomností předpínací síly a jejím zavedením do analytického modelu. V případě analýzy jednotlivých oblastí diskontinuit je použit program *CAST*, který k posouzení oblastí nespojitosti využívá metody příhradové analogie. Cílem tohoto článku je dospět k optimálnímu návrhu předpjatého vazníku.

KLÍČOVÁ SLOVA

Železobeton • Předpjatý vazník • Posouzení • D-oblasti • Příhradová analogie

ABSTRACT

This article deals with analysis of prestressed concrete girder. The paper is a summary of a part of the author's practically oriented diploma thesis, which deals with an issue of correct design of a prestressed concrete girder with a coherent prestressed steel strands. The analysis of the prestressed girder is performed in the program created by the author, in the MS Excel spreadsheet. Great attention is paid to the analysis of individual discontinuity regions – so-called D-regions, in which the author had to deal with presence of prestressing force and implementing the force into the analytical model. For analysis of individual D-regions, the *CAST* software is used. The *CAST* designed for assessment of D-regions is based on Strut-and-tie method (STM). The aim of this article is to bring an optimal design of a prestressed concrete girder.

KEYWORDS

Reinforced concrete • Prestressed concrete girder • Assessment • D-regions • Strut and tie model

1. ÚVOD

Ve stavebnictví se často setkáme s realizací rozsáhlých průmyslových hal a stavebních konstrukcích určených pro komerční či soukromé účely. Tyto konstrukce jsou typické svým požadavkem na volnou dispozici vnitřního prostoru. Trváme-li na železobetonovém konstrukčním systému, neekonomičtější řešení, které se nabízí, je jít cestou prefabrikace. Využijeme-li zároveň výhod předpínání, je pro nás v kombinaci s prefabrikací velmi efektivním řešením, jak se vypořádat s požadavkem na volnou dispozici objektu.

Nejen volba konstrukčního systému, ale v neposlední řadě i samotný návrh a optimalizace prefabrikované konstrukce svou měrou přispívá k ekonomičnosti návrhu. Optimalizuje-li autor návrh prvek, který se v konstrukci vyskytuje zřídka, je vliv úspor pro celkovou cenu konstrukce zanedbatelný. Snahou autorů návrhu konstrukce by tak měla být co největší opakovatelnost výskytu daného konstrukčního prvku v konstrukci, a to ze zřejmého důvodu. Optimalizujeme-li jeden prvek, ušetříme na desítkách, ne-li stovkách dílců. Tyto úspory se pak jistě promítnou celkové ceny konstrukce.

Předpokladem ekonomičnosti návrhu je znalost problematiky a úskalí návrhu předpjatých prefabrikovaných konstrukcí.

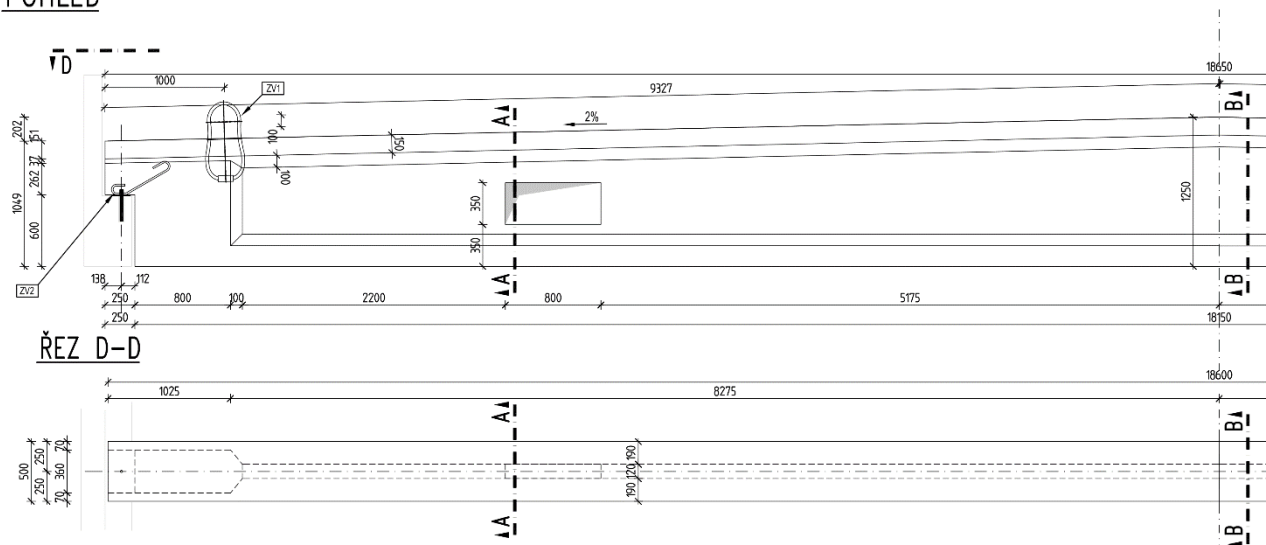
Tento příspěvek se konkrétněji zabývá návrhem, analýzou a posouzením předpjatého sedlového vazníku. Nedílnou a neméně důležitou součástí návrhu předpjatého sedlového vazníku je také vyšetření oblastí diskontinuit.

2. ILUSTRATIVNÍ PŘÍPAD

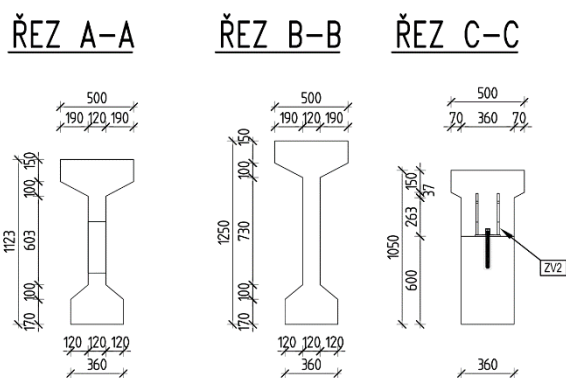
Posuzovaný předpjatý sedlový vazník se nachází v provozně-administrativní budově s železobetonovým, částečně monolitickým a částečně prefabrikovaným konstrukčním systémem. Vazník je oboustranně uložen na masivní obvodový monolitický průvlak, jedná se tedy o prostý nosník.

* Školitel: Ing. Radek Štefan, Ph.D.

POHLED



Obrázek 1: Tvar předpjatého vazníku – vazník je osově symetrický(zobrazena polovina dílce)



Obrázek 2: Tvar předpjatého vazníku – vazník je osově symetrický(zobrazena polovina dílce)

2.1. Zatížení a zatěžovací stavy

Kromě vlastní tíhy vazníku je uvažováno se zatížením od ostatního stálého zatížení od skladby střešní konstrukce $4,85 \text{ kN.m}^{-2}$ se zatěžovací šířkou rovné šířce modulové $5,4 \text{ m}$. Užité zatížení zatížení je dle ČSN EN 1991-1-1 uvažováno jako kategorie H s hodnotou plošného zatížení $0,75 \text{ kN.m}^{-2}$. Klimatické zatížení od sněhu je v našem případě $0,8 \text{ kN.m}^{-2}$ a zatížení od tlaku větru je $0,2 \text{ kN.m}^{-2}$ (zjednodušeně uvažováno stejně v celé zatěžovací ploše).

Při posouzení vazníku bylo uvažováno se zatěžovacím stavem, který v provozním stádiu vyvoluje největší tahová namáhání v dolní přírubě vazníku.

2.2. Parametry vazníku

Předpjatý sedlový železobetonový vazník je navrhován na rozpon $18,35 \text{ m}$. V místě uložení má vazník výšku 1050 mm a v místě vrcholu disponuje výškou průřezu 1250 mm . Průřez má tvar I s dominantní horní přírubou. Příruby jsou opatřeny náběhy. Šířka horní příruby je 500 mm (z konstrukčních důvodů) s výškou 150 mm . Dolní příruba má

šířku 360 mm a výšku příruby 170 mm . Stojina má tloušťku 120 mm . Rozměry jsou patrné viz Obrázek 1 a Obrázek 2.

Třída betonu je zvolena C50/60. Betonářská výztuž je navržena třídy B500 s třídou tažnosti B a krytím 25 mm . Jako předpínací výztuž byla zvolena sedmhrátová stabilizovaná lana se jmenovitou pevností v tahu 1860 MPa nesoucí označení Y1860. Zvolený jmenovitý průměr lan $15,3 \text{ mm}$.

2.3. Časová osa

Vazník je navrhován na 50 let . Osazení vazníků na konstrukci bylo předpokládáno těsně před vnesením stálého zatížení – 28 dní od betonáže vazníku. Proměnné zatížení pak 50 dní po betonáži dílce.

Okamžitě po prefabrikaci byl prvek intenzivně ošetřován po dobu 7 dní . Předpětí bylo vneseno po 24 hodinách a podržení napínacího napětí trvalo 5 min .

3. METODA VÝPOČTU

Analýza předpjatého sedlového vazníku jako prutového prvku je provedena v autorem vytvořeném programu, v tabulkovém procesoru MS Excel. Finální návrh je výsledkem několika iteračních kroků, který vedl k efektivnímu návrhu dílce. Následně jsou pro zjištění vnitřní síly analyzovány jednotlivé poruchové oblasti vazníku tzv. oblasti diskontinuit.

3.1. Analýza vazníku jako prutového prvku

Autor pro analýzu 1D prvku využil diferenciálních rovnic pro výpočet vnitřních sil. Následně byl prutový prvek diskretizován s krokem $0,1 \text{ m}$ v intervalu od místa uložení vazníku do vrcholu vazníku včetně.

Samotný výpočet byl zaměřen na vyšetření kritických průřezů, či průřezů před a za, ve kterých se odehrály skokové změny napětí. Dále byly odečteny hodnoty, na hranicích

uvažovaných oblastí diskontinuit, kterých bylo využito při vyšetření D-oblastí.

Při analýze byly vypočteny veškeré potřebné průřezové charakteristiky, které vzhledem k sedlovému tvaru vazníku byly přímo závislé na poloze průřezu v 1D prvku.

Komplexní návrh předpětí byl proveden v souladu s ČSN EN 1992-1. Program umožňuje umístit předpínací lana do několika vrstev a zároveň umožňuje určit jednotlivým lanům délku jejich separace v soudržnosti s okolním betonem. Iterací předpínací síly a počtem lan, potažmo jejich separací, došlo k optimalizaci návrhu předpětí prvku.

Velikost předpínací síly počítá s okamžitými ztrátami:

- ztráta prokluzem,
- ztráta poddajností opěrného zařízení,
- ztráta krátkodobou relaxací výztuže,
- ztráta předpětí vzniklá rozdílem teplot předpínací výztuže a opěrného zařízení,
- ztráta předpětí okamžitým pružným přetvořením betonu při předpínání.

Ztráta krátkodobou relaxací výztuže je částečně eliminována tzv. korekcí relaxace podržením napětí. Korekce relaxace uvažuje s vlivem vývinu hydratačního tepla jež má důsledek na průběh krátkodobé relaxace výztuže.

Z dlouhodobých ztrát výpočet zahrnuje:

- ztráta předpětí smršťováním,
- ztráta dotvarováním betonu,
- ztráta dlouhodobou relaxací předpínací výztuže.

3.2. Vyšetření oblastí diskontinuit (D-oblastí)

Pro oblasti, ve kterých dochází k náhlým změnám napětí po délce prvku, nelze uplatnit Bernoulliho–Navierovu hypotézu, která vychází z předpokladu zachování rovinnosti průřezu a tedy i lineárního průběhu poměrných přetvoření po průřezu prvku. Nelze zde použít standární postup při posouzení daného průřezu.

K vyšetření těchto oblastí použijeme metodu známou pod pojmem metoda příhradové analogie, která vyšetřovanou 2D oblast aproximuje do soustavy vzpěr a táhel, které v ideálním případě opisují isočáry hlavních napětí.

Pro předpjatý sedlový vazník se jedná o tyto D-oblasti:

- Uložení vazníku na podporu – tzv. ozub viz Obrázek 3 a Obrázek 4.
- Zalomení střednice v místě vrcholu sedlového vazníku – dochází ke vzniku svislé složky předpínací síly, na kterou je třeba navrhnout dodatečnou výztuž.
- Velké či malé otvory, pokud se v dílci vyskytují, viz Obrázek 6.

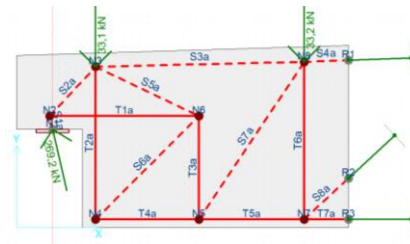
Doporučované příhradové modely dle ČSN EN 1992-1-1, ke konkrétním detailům konstrukce primárně neuvažují s možností, že je oblast ovlivněna vnesenou předpínací silou v předpínací výztuži. Z toho důvodu byl pro každý detail vytvořen další model, který uvažoval pouze s předpínací silou

(viz Obrázek 5) a pro návrh detailu byly výsledné vnitřní síly z těchto modelů superponovány.

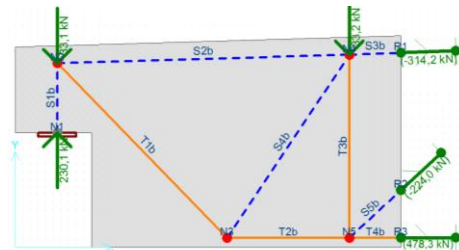
Návrh a posouzení ozubu jsou provedeny kombinací dvou odlišných příhradových modelů. Pomocí prvního modelu – Typ A (viz Obrázek 3) byla navržena výztuž ve směru hlavních os. Typ A je navrhován na 55 % zatížení a zároveň je zatížen horizontální silou v místě uložení, jež je rovna 20 % velikosti celkové svislé reakce.

Druhý model – Typ B (viz Obrázek 3) přebírá 55 % z celkového zatížení a jeho hlavním smyslem je navrhnout šikmé smyčky.

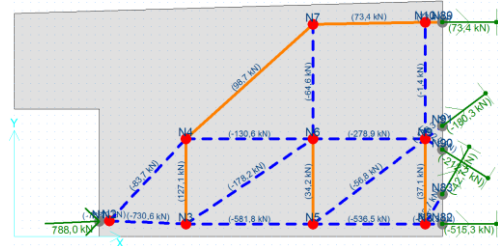
Vzniklá 10% rezerva bezpečně pokrývá rozdíl v tuhostech obou modelů.



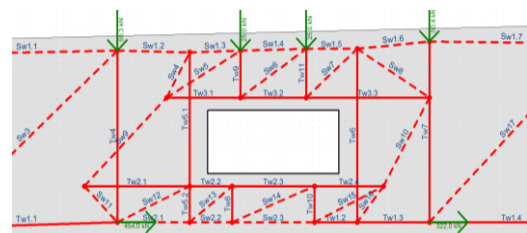
Obrázek 3: Výpočtové schéma – ozub – Typ A.



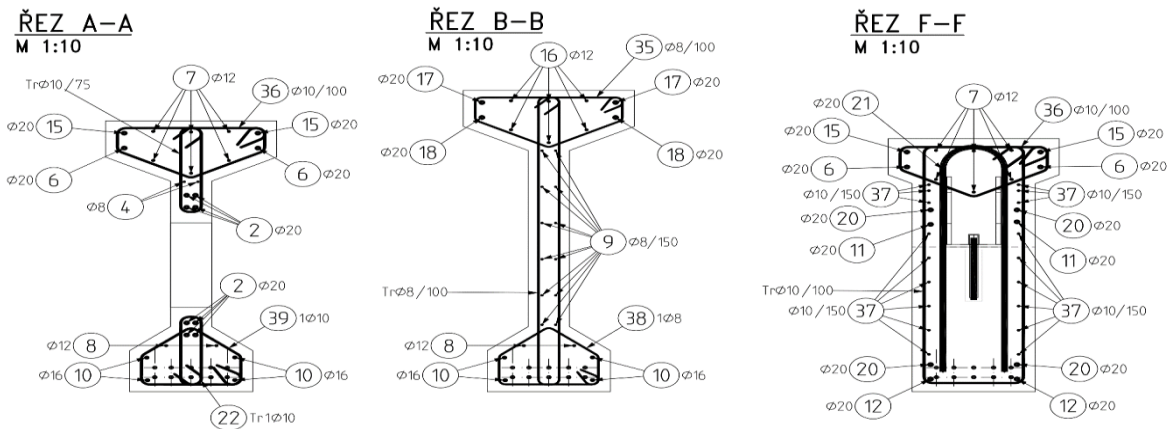
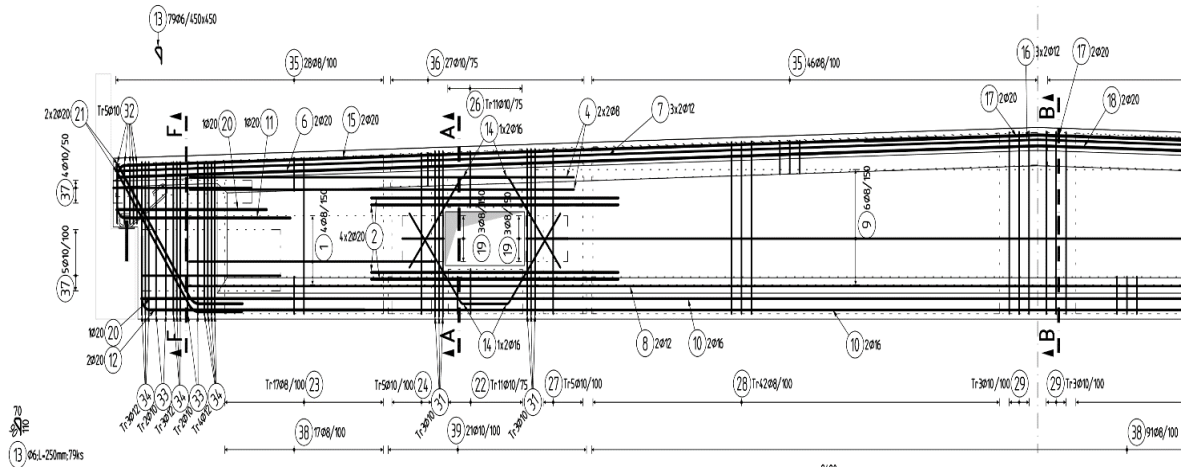
Obrázek 4: Výpočtové schéma – ozub – Typ B.



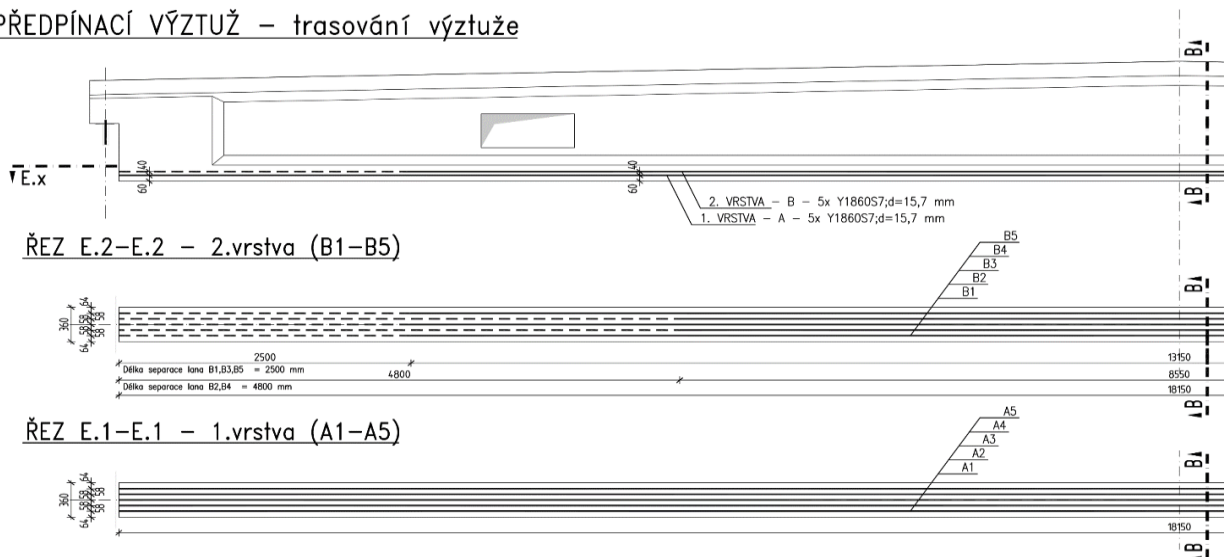
Obrázek 5: Výpočtené vnitřní síly – zavedení vlivu předpínací síly.



Obrázek 6: Výpočtové schéma – velký otvor.



PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ – trasování výztuže



4. VÝSLEDKY

V rámci 1D prvku bylo pomocí autorova programu navrženo 2x5 předpínacích lan s předpínací silou velikosti $P_0 = 2060$ kN. Byla provedena dvojí separace lan. Nejprve byly odseparovány 2 lana ze svrchní vrstvy ve vzdálenosti 4,8 m od místa teoretické podpory. Následně byly separovány zbylé 3 lana ze stejné vrstvy ve vzdálenosti 2,6 m od teoretické podpory.

Po takto navrženém předpětí jsme mohli přestoupit k posouzení mezních stavů.

Nejprve byly posouzeny mezní stavy použitelnosti – omezení napětí, a to ve dvou rozdílných časech. První, v čase bezprostředně po vnesení předpětí do dílce, se jeví z hlediska mezního stavu omezení napětí v betonu vůči vzniku trhlin v tlaku a v tahu jako kritický a velkou roli zde hraje vyztužení dílce betonářskou výztuží. Pokud by byl vazník vyztužen pouze minimální konstrukční výztuží, při těchto mezních stavech by návrh nevyhověl. Zaměříme-li se na posouzení v čase kdy je dosaženo min. 80 % hodnot pevnostních charakteristik betonu, lze říci, že tyto mezní stavy vyhoví s dostatečně velkou rezervou. Ostatní mezní stav použitelnosti bezpečně vyhověly, s využitím řádové desítek procent.

Mezní stav únosnosti byl posouzen na konci životnosti, kdy proběhly i dlouhodobé ztráty, a tím byla hodnota předpínací síly ve výztuži v rámci životnosti konstrukce na svém minimu.

5. ZÁVĚR

Tento článek čerpá z autorovy diplomové práce, která se zabývala návrhem předpjatého sedlového vazníku. Návrh předpjatého vazníku je komplexní problém, do nějž se propisuje mnoho vstupních parametrů, a to nejen z hlediska materiálových charakteristik použitých materiálů.

Pro bezpečný a optimální návrh je nutností znát prostředí a technologie, kterými disponuje zhotovitel prefabrikovaného dílce. Je třeba pevně stanovit časové milníky jednotlivých úkonů, které by měly být koordinovány s možnostmi konkrétního výrobce prefabrikovaných prvků. Výrobce rovněž musí dodržet předpsané způsoby zacházení s prefabrikátem, např. jeho skladování. Jakékoliv odchýlení od předpokladů může mít za následek zkreslené výsledky a v případě, že je dílecek navrhován s využitím blížícím se 100 % , tyto odchylky mohou mít i nezměrné důsledky.

Autor při svém návrhu nesmí opomenout, že provozní stav není jediný, který je třeba při návrhu zohlednit. Nezbytné pro návrh prefabrikátu je dostatečně se zabývat i jeho montážními stavy, které mohou nastat před osazením prvku do konstrukce. Často je s prvky manipulováno ve fázi, kdy ještě plně neproběhl nárůst pevnosti, a ač je prvek zatížen pouze vlastní tíhou, může právě tento stav být rozhodující pro návrh dílce.

Autor by v případě pokračování na projektu pokračoval ověřením výpočtu v tabulkovém procesoru pomocí pokročilých výpočetních numerických metod, např. CSFM (Compatible stress fiels method)

PODĚKOVÁNÍ

Tento článek byl vytvořen v rámci projektu Studentské grantové soutěže ČVUT č. SGS20/041/OHK1/1T/11.

Reference

- Janata, J. (2019). *Provozně administrativní budova s vazníky*. Praha. Diplomová práce. České vysoké učení technické v Praze. Fakulta stavební. Katedra betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce: Štefan, R.
- Kuchma, D. *Desing of a double Corbel Using CAST per ACI 318–02: CAST Tutorial Double Corbel Design*.
- Schlaich, J., Schäfer, K., Jennewein, M. *Toward a Consistent Design of Structural Concrete*. PCI JOURNAL 5–6/1987 str. 74-150.
- ČSN EN 1992-1-1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: ČNI, 2006.
- Navrátil J.: *Předpjaté betonové konstrukce. 1. vydání*. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, 2004.
- Šmejkal J., Procházka J.: *Navrhování ozubů nosníků a desek s použitím modelů náhradní příhradoviny*. In: Beton TKS 2/2010, Beton TKS s.r.o., Praha, 2010, s. 102-106.

ODOLNOST VYBRANÝCH KONSTRUKČNÍCH SYSTÉMŮ MOSTŮ NA ZATÍŽENÍ VÝBUchem

František Köhler, *

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

ABSTRAKT

Tento příspěvek prezentuje zhodnocení vybraných metod pro výpočet odolnosti mostních konstrukcí proti výbuchu explosivní nálože nad povrchem pojižděné plochy mostu. Konstrukce byly zatíženy jak kontaktním výbuchem, tak i blízkým výbuchem. Byl ověřen rozsah použití výpočtového algoritmu pro výbuch v proměnné vzdálenosti, respektive v rozmezí 0 až 5 m. Zdroj výbušniny v podobě TNT reprezentuje možný teroristický čin a konstrukci představují tři různé typy typických mostních průřezů. Cílem práce bylo prozkoumání možnosti zjednodušeného řešení odezvy konstrukce a stanovení rozsahu poškození konstrukce od zatížení výbuchem oproti numerickému výpočtu v programu LS-DYNA. V rámci tohoto příspěvku jsou prezentovány výsledky a závěry získané z výsledných přetvoření nebo vizuálního zhodnocení konstrukce z programu LS-DYNA.

KLÍČOVÁ SLOVA

Výbuch • LS-DYNA • plastické přetvoření • dynamická analýza

ABSTRACT

This paper presents an evaluation of selected methods for calculating the resistance of bridge structures to the explosion of an explosive charge over the surface of the driven surface of the bridge. The structures were loaded with a contact explosion and a nearby explosion. The scope of application of the computational algorithm for explosion in variable distance, respectively in the range of 0 to 5 m, was verified. The source of explosive in the form of TNT represents a possible terrorist act and the construction is represented by three different types of typical bridge cross sections. The aim of the work was to investigate the possibility of simplified solution design response and determination of structure damage from explosion load versus numerical calculation in the LS-DYNA program. Within this paper, the results and conclusions obtained from the resulting deformations or visual evaluation of the structure from the LS-DYNA program are presented.

KEYWORDS

Explosion • LS-DYNA • plastic strain • dynamic analysis

1. ÚVOD

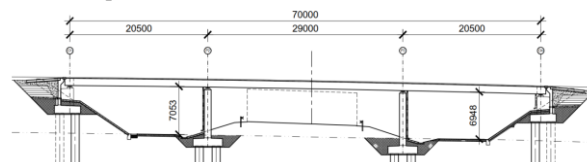
V současnosti se stává důležitým zájmem odborné veřejnosti navrhování strategických konstrukcí v extrémních návrhových situacích, jako je například výbuch na konstrukci, post kritické stavy a podobně. Tyto extrémní situace mohou zapříčinit kolaps konstrukce ještě před vyčerpáním její návrhové životnosti.

Cílem práce bylo prozkoumání možnosti zjednodušeného řešení odolnosti konstrukce pomocí metody mezního přetvoření a stanovení rozsahu poškození konstrukce od zatížení výbuchem oproti numerickému výpočtu v programu LS-DYNA. Určení vhodnosti a rozsah zvolených výpočtových metod, jelikož chování zatížení výbuchem se zásadně mění se změnou vzdálenosti nálože od zatěžovaného povrchu nebo změnou hmotnosti nálože.

2. ZÁKLADNÍ SPECIFIKACE MOSTU

Pro prezentaci výpočtu byla vybrána typická konstrukce mostu o 3 polích. Rozpětí jednotlivých polí: 20,5 m + 29,0 m + 20,5 m. Šířka mostu byla uvažována 10,5 m. Založení mostu je hlubinné na velkopřůměrových pilotách. Monolitické pilíře jsou spojeny pomocí ložisek s nosnou konstrukcí. Nosná konstrukce je na opěrách uložena na mostních ložiskách. Pouze typ použité nosné konstrukce byl proměnný.

Byly zvoleny celkem 3 typy příčných řezů. Most 1 – předpjatá ŽB deska, Most 2 – spřažená konstrukce ocel-beton, Most 3 – spřažená konstrukce beton-beton.



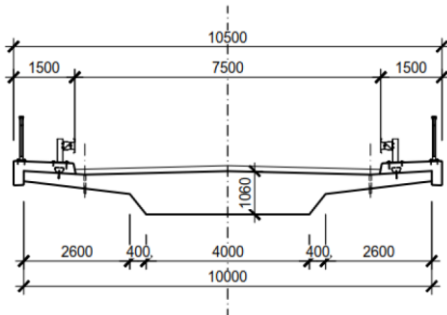
Obrázek 1: Podélný řez

Zatížení může být reprezentováno například jako automobil naložený specifickým množstvím výbušniny TNT s proměnnou vzdáleností nálože od pojižděné plochy konstrukce mostu.

* Školitel: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

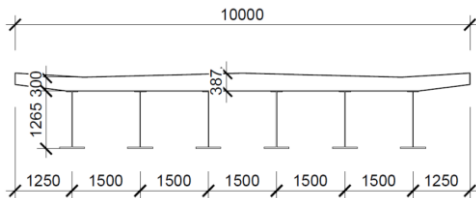
2.1. Konstruktivní systémy

KS-1: Jedná se o podélně předpjatou železobetonovou desku s vykonzolovaným krajem.



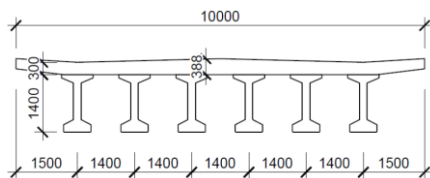
Obrázek 3: Příčný řez – most 1

KS-2: Jedná se o spřaženou železobetonovou desku s ocelovými nosníky. Deska je roznášena 6 ocelovými nosníky výšky 1265 mm profilu I.



Obrázek 4: Příčný řez – most 2

KS-3: Jedná se o spřaženou železobetonovou desku s betonovými předpjatými nosníky. Deska je roznášena 6 betonovými předpjatými nosníky výšky 1400 mm typu M-IN 2020.



Obrázek 5: Příčný řez – most 3

3. ANALYTICKÝ VÝPOČET

Postup výpočtu byl rozepsán pro pochopení problematiky zatížení výbuchem. Cílem metody bylo přijít na odezvu mostu při dopadu rázové vlny od výbuchu. Posoudit, kdy dojde k vyčerpání momentu na mezi únosnosti a odolnosti mostní konstrukce.

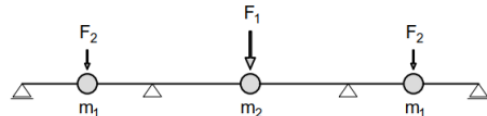
3.1. Výpočet zatížení na konstrukci

Referenční výbušninou byla zvolena slož TNT ve vzdálenosti 1 m nad povrchem konstrukce mostu o hmotnosti 950 kg. Poloha nálože byla situována ve středu středního pole.

Vstupy byly převedeny na bezrozměrné a redukované charakteristiky a byl spočten maximální přetlak na čele rázové vlny.

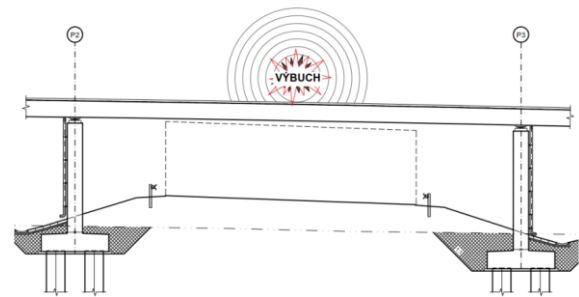
3.2. Diskretizace zatížení do hmotného bodu

Celá konstrukce byla zjednodušena na 3 hmotné body se soustředěnou hmotou do středu každého rozpětí. Body kmitaly pouze v jedné rovině. U sil F_2 bylo potřeba brát v úvahu časové zpoždění dopadající přetlakové vlny a měnící se redukované vzdálenosti konstrukce od centra výbuchu.



Obrázek 6: Zjednodušené schéma konstrukce

Mostovka konstrukce byla zatěžována přetlakovou vlnou ve tvaru kuloploch, kde tlaková vlna postupně zatěžovala povrch mostu.



Obrázek 7: Umístění nálože na konstrukci

3.3. Dynamická analýza

3.3.1. Výpočet vlastních frekvencí

Z podmínek rovnováhy byly získány prvky pro výpočet prvků matice tuhosti.

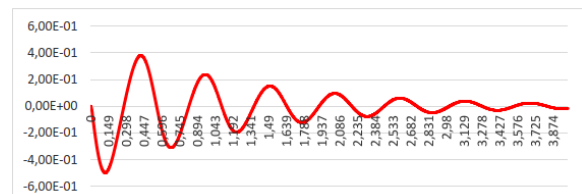
Spojité rozložená hmota každého pole byla soustředěna do jednoho bodu - matice hmotnosti je diagonální.

Modální analýzou se určily první 3 vlastní frekvence kmitání ve svislém směru. Výpočet byl ověřen pomocí Rayleighovy metody (energetická metoda).

3.3.2. Výpočet odezvy konstrukce

Odezva konstrukce byla spočtena metodou centrálních diferencí. Časový krok pro výpočet průhybu konstrukce byl zvolen 0,001s.

Dosažením do rovnice MCD se získala pro každý jednotlivý časový krok výchylka hmotného bodu v čase. V rovnici bylo potřeba uvažovat zpoždění zatížení krajních hmotných bodů. Tímto způsobem se odvodil maximální dynamický průhyb konstrukce od zatížení výbuchem s aplikací impulsu jako zatížení.



Obrázek 8: Výkmit hmotného bodu v závislosti na čase

3.4. Plastická analýza

Průhyby konstrukce od výbuchu se pohybují řádově ve vyšších číslech než běžné průhyby od statického zatížení. Proto pro posouzení konstrukce byla zvolena analýza pomocí mezního přetvoření.

V první řadě se idealizoval příčný řez nosného systému mostu. Definováním jednotlivých poloh řad předpínacích výztuže respektive betonářské výztuže se získala představa o konkrétním přetvoření v každé výztuži.

3.4.1. Určení polohy n.o. – před výbuchem

Pro správné určení polohy neutrální osy bylo potřeba sestavit iterační algoritmus. Do výpočtu vstupovala predikce kritického materiálu.

Pozice kritického místa definovala oblast, u kterých vláken průřezu docházelo k porušení. Jelikož se uvažoval výbuch na mostovce, kritická vlákna byla spodní. Výpočetní program měnil polohu neutrální osy do takové doby, dokud nenastala rovnováha sil na průřezu.

Vnitřní proces výpočtu probíhal proužkovou metodou, kdy byl průřez rozdělen na jednotlivé dílčí proužky a pro každý proužek se spočítalo odpovídající protažení a napětí. Tak bylo odvozeno napětí v betonu i síla a moment na mezi únosnosti.

3.4.2. Určení polohy n.o. – po výbuchu

Rozšířením původního algoritmu o další iteraci se dopočetlo maximální pootočení při maximálním průhybu a určilo se odpovídající přetvoření. Pro dané přetvoření se provedl výpočet rovnováhy sil na průřezu. Výsledkem bylo přetvoření v kritickém místě. Z hodnoty bylo dopočteno přetvoření v celém průřezu.

Posudek probíhal na základě zkoumání mezního protažení materiálu a zhodnocení dopadu na konstrukci.

Nevýhodou zjednodušené metody je blízký výbuch, kdy se rozsah dopadu na konstrukci nedal jednoznačně vysvětlit – napětí dosahovaly enormních hodnot.



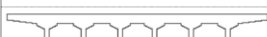
3 URČENÍ POLOHY NEUTRÁLNÍ OSY			
Pozice neutrální osy (od spodní hrany povrchu)		n.o. = 0,209 m	VÝPOČET
		x = 0,851 m	ITERACE
Krytický materiál:		BETON	
Pozice kritického místa (od spodní hrany povrchu):		0,000 m	
Mezní protažení materiálu:		-2,394 ‰	
Celkové protažení materiálu:		-2,394 ‰	
Excentricita kritického materiálu:		0,209 m	
PRŮŘEZ ZATÍŽENÝ VÝBUCHEM			
Délka řešeného prvku:		L = 29 m	
Výška průřezu:		h = 1,060 m	
Max. dosažená dynamická výchylka		$x_m = 166$ mm	
Max. pootočení od dynamického výchylky		$\varphi = 0,6559$ °	0,011448 rad
Síly v průřezu:			
$\Sigma F_x =$	-17,960 MN	$\Sigma F_y =$	6,750 MN
$\Sigma F_z =$	-1,365 MN.m	$\Sigma M_x =$	-17,459 MN.m
		$F_y =$	11,210 MN.m
		$M_y =$	-7,181 MN.m
Rovnice rovnováhy sil v průřezu: $F = \Sigma F_x + \Sigma F_y + \Sigma F_z = 0,000$ MN			

Obrázek 9: Určení polohy neutrální osy

3.5. Vyhodnocení konstrukčních systémů

Závěrem pro zjednodušené metody se může říct, že vyšší tuhost a hmotnost zaručovaly relativně nízké průhyby konstrukce. Spřažená deska s předpjatými železobetonovými nosníky sice dosahovala nejmenších průhybů, ale díky své

vysoké tuhosti a nízké hodnotě mezního přetvoření předpínacích lan, byla rotační kapacita prvku zcela nejmenší. Navíc nadměrná tuhost predikovala křehkost konstrukce. Zatímco spřažená konstrukce ocel-beton disponovala velkou disipací energie od výbuchu. Předpjatá betonová deska představovala masu hmoty, která odolávala výbuchu a není tedy zcela jasně chování konstrukce po výbuchu.

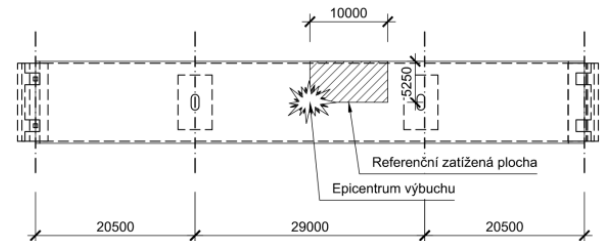
Typ konstrukce	Hmotnost [t]		Tuhost [m/kN]		Průhyb
	m_1	m_2	$k_{11} = k_{33}$	k_{22}	
	336	475	157104	95505	media
	213	301,5	376114	228968	max
	311	440	519601	315857	min

Obrázek 10: Porovnání vstupních hodnot podle typu konstrukce

4. NUMERICKÝ VÝPOČET

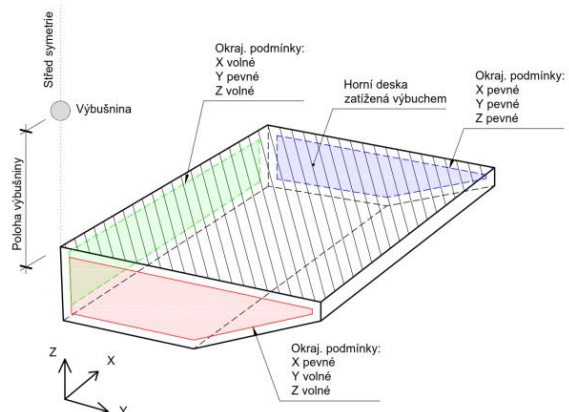
4.1.1. Výpočetní model

Vzhledem k omezení náročnosti výpočetního modelu byl maximální počet prvků omezen na 1.000.000 ks. Proto pro nejšířší záběr výsledků byla zvolena čtvrtina mostu o délce 10,0 m. Velikost jednoho prvku odpovídala rozměru 30x30x50 mm.



Obrázek 11: Půdorysné schéma s vybraným elementem mostu

Byla vybrána pouze část konstrukce, proto bylo nutné správně určit okrajové podmínky, viz Obr. níže.



Obrázek 12: Schéma výpočetního modelu konstrukce

Výbuch byl specifikován jako sférický ve volném vzdušném prostředí. Polohové souřadnice ve vodorovné rovině se neměnily oproti výškové souřadnici polohy nálože.

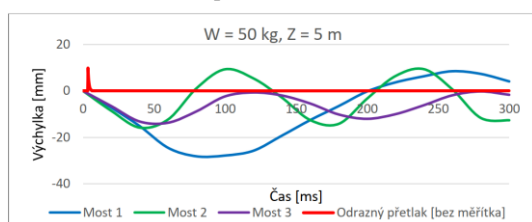
Čas detonace byl zvolen v časovém kroku $t = 0,0$ ms. Hmotnost nálože se zadává ekvivalentní velikostí nálože TNT.

V numerickém modelu byla zanedbána přítomnost gravitace – nebyl řešen dokmit konstrukce, na model nepůsobilo tíhové zrychlení.

Materiály konstrukce byly interpretovány zjednodušeně tím, že se beton uvažoval bez vyztužení.

4.1.2. Zatížení konstrukce

Horní povrch mostovky představoval plochu zatíženou dopadající rázovou vlnou šířící se od epicentra výbuchu nálože TNT. Hodnota přetlaku na povrchu konstrukce se při odrazu znásobila dle charakteru povrchu a vlastností konstrukce.



Obrázek 13: Porovnání: odrazný přetlak vs odezva konstrukcí

4.1.3. Výsledky odezvy

Výsledky byly interpretovány 2 primárními charakteristikami konstrukce pro možné srovnání s ručním výpočtem. Primárně bylo potřeba vypočítat maximální dynamický průhyb. Druhým parametrem k hodnocení byla vizuální podoba dopadu zatížení na konstrukci, kde bylo třeba všimnout si základních aspektů chování konstrukce, jako byla například eroze mostovky, výtrž materiálů, separace částí mostu.

Stěžejním výsledkem bylo posouzení zbytkové únosnosti konstrukce, která se ověřila podle mezního přetvoření konstrukce na oslabeném průřezu.

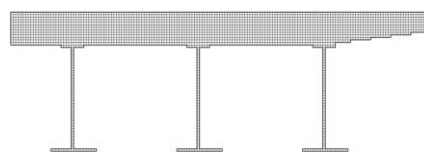
4.2. Korektura numerického modelu

Po první sekvenci výbuchů na numerickém modelu v programu LS-DYNA byla nutná úprava vstupů. Problém byl v průběhu ohybové čáry. V takto definovaném elementu nebylo možné určit pootočení v místě zvoleného vetknutí. Průhybová čára v tomto místě nabývala již určité křivosti. Proto bylo nutné zvolený element mít v celém rozsahu. A to od středu rozpětí až po reálné vetknutí mostu nad podporou, kde průhybová čára nabývala nulové křivosti. Problém byl vyřešen změnou velikosti konečného prvku. Výška a šířka byla ponechána stejná, ale délka prvku v podélném směru byla změněna na 75 mm.

Další zásadní problém vznikl ve struktuře zatěžování modelů. Blízký výbuch nebo extrémní velikost nálože způsobil totální devastaci průřezu.

4.3. Popis numerického modelu

Obrys konstrukce byl proložen rastrem čtverců 30x30 mm. Celkový počet prvků čtvercové sítě v příčném řezu byl KS-1: 3824 ks, KS-2: 2254ks, KS-3: 3478ks. Sklony, zaoblení a detaily konstrukce byly zjednodušeny v rámci matematického popisu geometrie.



Obrázek 14: Schéma sítě matematického modelu

V podélném směru se rozměr dílku změnil na délku 75 mm. Celková délka výpočetního modelu byla na celou délku poloviny rozpětí středního pole mostu.



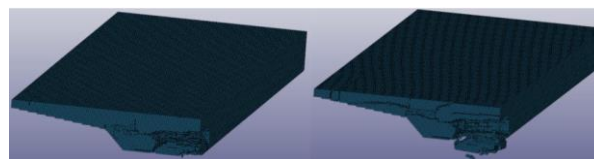
Obrázek 15: Model-1 před výbuchem

4.4. Odezva konstrukce

Změnou výšky nálože od mostovky nebo velikostí nálože se v určitých případech rapidně změnila reakce konstrukce na zatížení od výbuchu. Nezvyklý způsob chování se mohl odvíjet i od absence působení gravitace v numerickém modelu. Článek se především zabýval prvním maximálním dynamickým výkmitem konstrukce, proto mohlo být zanedbáno některé nezvyklé chování konstrukce. Dokmit konstrukce z metody centrálních diferencí a z programu LS-DYNA není z principu metod srovnatelný.

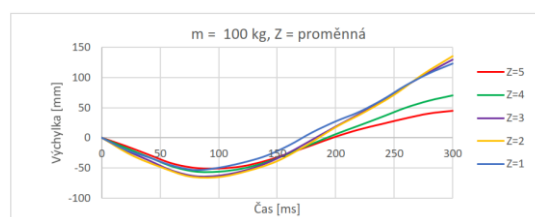
4.4.1. Konstruktivní systém 1

Průhyb v první amplitudě nabýval hodnot do doby, dokud se neoddělila část materiálu vespod mostovky. Vyrovnáním hybnosti došlo k vymrštění mostovky směrem vzhůru s mnohonásobně větší deformací konstrukce. K takovému chování dopomáhala absence tíhového zrychlení zpomalující pohyb desky ve směru vzhůru k epicentru výbuchu.



Obrázek 16: Vlevo $t = 25$ ms, vpravo: 350 ms

K výtrži materiálu docházelo u spodních vláken desky pod epicentrem výbuchu. Střetávaly se zde odražené vlny s postupujícími tlakovými vlnami šířící se stále od exploze. V místě střetu docházelo k vyčerpání plastické únosnosti materiálu.

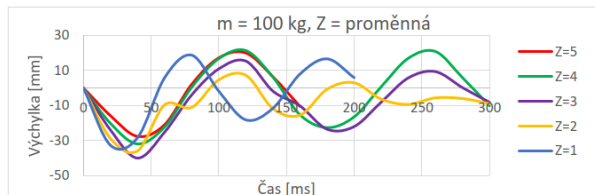


Obrázek 17: Přemístění uzlů: M-1_m-100_Z-proměnná

4.4.2. Konstruktivní systém 2

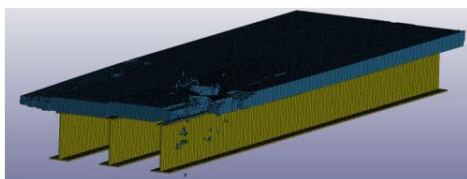
Přítomnost ocelových prvků zajišťoval vysokou pružnost konstrukce a tím také disipaci energie od zatížení výbuchem. Průhyby dosahovaly středních hodnot oproti ostatním konstruktivním systémům.

Ocelové nosníky odolávaly bez kolapsu i enormnímu nebo blízkému zatížení výbuchem. Opakem byla odezva betonové mostovky. Ta byla v některých případech doslova protlačena mezi ocelovými nosníky.



Obrázek 18: Přemístění uzlů: M-2_m-100_Z-proměnná

Po srovnání větší škály variací výbuchů o stejné hmotnosti bylo patrné, že chování konstrukce se v určité vzdálenosti nálože od dopadající plochy tlakové vlny zásadně změnilo. Zatímco křivky generované vzdálenostmi Z = 5, 4 a 3 m byly téměř totožné i s podobnou periodou, tak křivky se vzdálenostmi Z = 2 a 1 m se zásadně lišily.

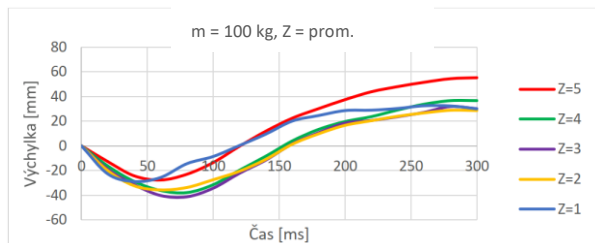


Obrázek 19: Eroze materiálu m=100kg, Z=2m, t=400ms

Energie od výbuchu ztratila svou sílu prorazením desky mostovky. Velikost nálože byla ještě zvolena v rozumné míře, kdy nenarušila kompletně okolní povrch mostovky, ale jen bezprostředně plochu pod náloží.

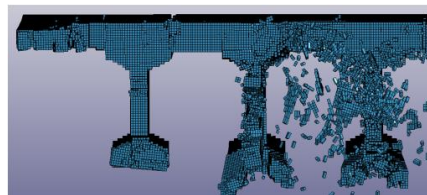
4.4.3. Konstruktivní systém 3

Vyšší tuhost konstrukce představovala také větší náchylnost ke křehkému chování konstrukce. Konstrukce disponovala nejmenším průhybem oproti předchozím konstruktivním systémům. Bohužel při konfiguraci hmotné nálože nebo blízkého výbuchu docházelo k náhlému porušení konstrukce u většiny zkoušených konfigurací.



Obrázek 20: Přemístění uzlů: M-3_m-100_Z-proměnná

Konstruktivní systém byl schopný odolávat variacím 100 kg nálože TNT se značným poškozením. Obecně typ mostu nebyl vhodný pro svou křehkost jako konstrukce odolávající zatížením výbuchem.



Obrázek 21: Eroze materiálu v čase 40 ms, model v Z = 0

4.5. Posouzení zbytkové únosnosti

Docházelo k extrémní erozi mostovky z důvodu použití příliš veliké nálože nebo blízkého výbuchu. Tento způsob poškození byl neslučitelný s analytickým výpočtem.

Modely, u kterých nebyla vyčerpaná celá únosnost od zatížení výbuchem, byly posouzeny na zbytkovou únosnost pomocí metody mezního přetvoření a porovnány s ostatními typy konstrukcí.

Posuzovanou situaci bylo možné si představit jako výbuch na prázdném mostě, kde po ukončení kritického děje bylo potřeba zjistit, zdali konstrukce stále přeneše zatížení od dopravy podle schématu LM1.

číslo	vzdálenost nálože od centra výbuchu	hmotnost nálože	Průhyb středního pole konstrukce [mm]		Přetvoření materiálu při daném pootočení od výbuchu		
model	R [m]	W [kg]	MCD	LS-DYNA	beton [%]	výztuž [%]	předpětí
1	1	50	135	35	0,772	1,653	7,170
2	5	50	34	28	0,628	1,293	6,885
3	1	100	162	54	1,078	2,633	7,958
4	2	100	93	66	1,244	3,286	8,489
5	3	100	65	64	1,222	3,200	8,419
6	4	100	51	56	1,031	2,452	7,811
7	5	100	42	52	0,897	2,000	7,446

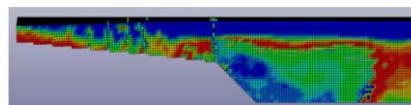
číslo	vzdálenost nálože od centra výbuchu	hmotnost nálože	Průhyb středního pole konstrukce [mm]		Přetvoření materiálu při daném pootočení od výbuchu	
model	R [m]	W [kg]	MCD	LS-DYNA	beton [%]	I-profil [%]
1	1	50	113	25	0,150	2,698
2	5	50	28	16	0,096	1,729
3	1	100	135	33	0,198	3,550
4	2	100	78	36	0,217	3,881
5	3	100	55	40	0,241	4,299
6	4	100	42	32	0,194	3,469
7	5	100	35	28	0,169	3,030

číslo	vzdálenost nálože od centra výbuchu	hmotnost nálože	Průhyb středního pole konstrukce [mm]		Přetvoření materiálu při daném pootočení od výbuchu		
model	R [m]	W [kg]	MCD	LS-DYNA	beton [%]	výztuž [%]	předpětí
1	1	50	77	19	0,556	1,587	7,272
2	5	50	19	14	0,443	1,134	6,870
3	1	100	92	27	0,716	2,354	7,955
4	2	100	53	36	0,880	3,216	8,724
5	3	100	37	42	0,990	3,811	9,255
6	4	100	29	38	0,914	3,402	8,890
7	5	100	24	28	0,732	2,436	8,028

Obrázek 22: Konstruktivní systémy - 1,2,3

4.6. Rozsah poškození

Zbytkový moment únosnosti byl vypočten na oslabeném průřezu pomocí metody mezního přetvoření.



Obrázek 23: Oblasti s vyčerpanou plastickou deformací

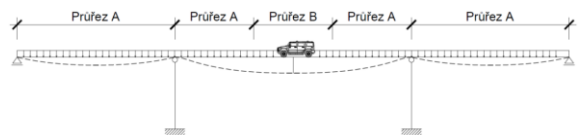
Výpočetní model byl uvažován pouze ve 2D rovině XZ. Veškerá zatížení byla tak i uvažována. Výpočet průhybu by v

tomto případě nebyl směrodatný. Hodnotícím parametrem byl moment únosnosti oslabeného průřezu.



Obrázek 24: Mostní průřezy před a po výbuchu

Poloha umístění náprav na mostě byla provedena podle kritéria maxmax M, pro získání maximálního momentu uprostřed rozpětí.



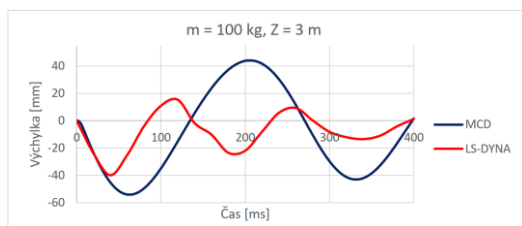
Obrázek 25: Schéma mostu – poloha zatížení

4.7. Srovnání s metodou centrálních diferencí

Původní myšlenka použití MCD spočívala ve zjednodušeném odhadu následků od zatížení výbuchem. Fundamentální rozdíl mezi metodou centrálních diferencí a výpočtu v programu LS-DYNA jsou vstupy do výpočtů. Tím je myšlena absence vyššího modulu pružnosti použitého materiálu, který materiál má při šokovém zatížení. Důsledkem bylo použití běžné tuhosti konstrukce, která se navíc neměnila v čase.

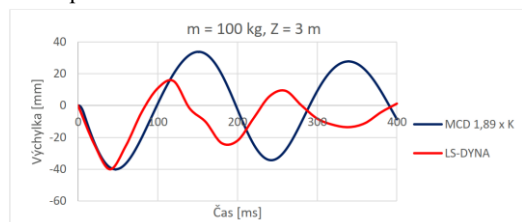
Program LS-DYNA uvažuje změnu charakteristik materiálu při rychlém dynamickém chování. Tím je vysvětlen rozdíl frekvencí kmitání konstrukce. Materiál při rychlém zatěžování navýší svou pevnost, to znamená i tuhosti, proto je frekvence značně vyšší.

Průběh výchylek z programu LS-DYNA byl porovnán s vybranými výsledky průběhů výchylek podle výpočtu metodou centrálních diferencí.



Obrázek 26: Srovnání metod výpočtu odezvy

I za předpokladu změny tuhosti konstrukce k docílení stejného průhybu, v konkrétním případě pro konfiguraci $m = 50 \text{ kg}$, $Z = 5 \text{ m}$, nešlo docílit frekvenčního proložení křivky. Tuhost v ručním výpočtu pomocí MCD byla zvětšena na 1,47násobek své původní tuhosti. Přesto docházelo k mírnému fázovému posunutí kmitání.



Obrázek 27: Srovnání metod výpočtu odezvy (úprava K)

S ohledem na konstrukční systémy, lze prohlásit nemožnost aplikace metody centrálních diferencí jako zjednodušeného výpočtu. Pro získání věrohodných výsledků by bylo potřeba upravit vstupní parametry do výpočtu a průběžně zahrnovat změny tuhosti a chování konstrukce do algoritmu výpočtu.

5. POROVNÁNÍ KONSTRUKČNÍCH SYSTÉMŮ

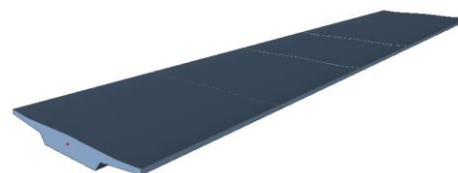
Betonové konstrukce kmitaly v podobné frekvenci díky společným vlastnostem. Spřažená konstrukce měla dvojnásobný kmitočet. Konstrukční systém 2 dosahoval největšího průhybu. Právě možnost konstrukce přetvářet se bez následného kolapsu byla stěžejním parametrem pro odolnosti konstrukcí proti výbuchům. Dostatečná duktilita je primárním parametrem, který je zapotřebí dodržet pro správný návrh konstrukce odolné výbuchu.

LS-DYNA			Konstrukční systém 1	Konstrukční systém 2	Konstrukční systém 3
číslo	vzdálenost nálože od centra výbuchu	hmotnost nálože	Průhyb středního pole konstrukce		
model	R [m]	W [kg]	x [mm]	x [mm]	x [mm]
1	5	50	28	16	14
2	5	500	140	100	95
3	5	950	440	150	X
4	5	2000	X	244	X
5	5	5000	X	172	X
1	0	950	X	42	X
2	0,5	950	X	88	X
3	1	950	X	228	X
4	2	950	X	99	X
5	3	950	X	111	X
6	4	950	X	157	X
1	1	50	35	25	19
2	5	50	28	16	14
3	1	100	54	33	27
4	2	100	66	36	36
5	3	100	64	40	42
6	4	100	56	32	38
7	5	100	52	28	28

Obrázek 28: Srovnání průhybů vypočtených v LS-D

5.1. Konstrukční systém 1

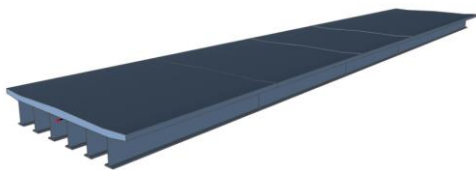
Předpjatá železobetonová deska přednostně vynikala svou kombinací poměrně vysoké tuhosti a velké hmotnosti. Robustnost konstrukce disipovala velké množství energie od výbuchu. Výpočtem byly zjištěny dvě primární poškození. Průraz deskou byl z pohledu stability stěžejní. Přerušením předpjatých kabelů nastal kolaps konstrukce. Zatímco při výtrži nebo rozsáhlejším poškození struktury materiálu byl most stále schopen přenášet zatížení.



Obrázek 29: Konstrukční systém 1

5.2. Konstrukční systém 2

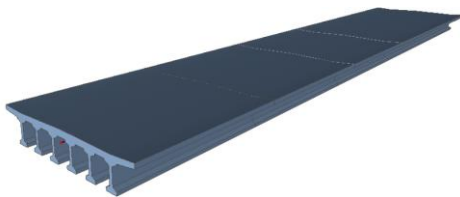
Vysoká tuhost konstrukce byla způsobena ocelovými nosníky spráženými s železobetonovou mostovkou. Přesto se konstrukce vyznačovala dostatečnou pružností pohlcující energii exploze. Šlo o lehkou konstrukci s vyšší frekvencí kmitání. Konstrukce odolávala veškerému zatížení bez větších obtíží. Choulostivým prvkem se stala mostovka, která při vzdáleném výbuchu musela odolávat vysokým zatížením. Při kontaktním výbuchu dokázala konstrukce omezit škody pouze na průraz deskou. S bezpečným zajištěním nosníků proti klopení šlo o velice houževnatou konstrukci, která odolávala díky své značné pružnosti.



Obrázek 30: Konstrukční systém 2

5.3. Konstrukční systém 3

Konstrukční systém 3 zprvu představoval ideální vlastnosti konstrukce vhodné pro odolnost. Konstrukce o vysoké hmotnosti i tuhosti. Ve zjednodušeném výpočtu průhybu pomocí metody centrálních diferencí vykazovala nejnižší průhyby. Tato predikce byla vyvrácena výpočtem v programu LS-DYNA. Vysoká tuhost a hmotnost způsobovala křehkost průřezu. Takovýto průřez nebyl schopen odolávat velkým deformacím. Rychlé nelineární dynamické jevy byly tlumeny vlastní erozí materiálu. Konstrukce neměla nadbytečný objem materiálu pro erozi. Úzká žebra roštu se vyznačovala vysokou konstrukční výškou s velmi tenkou stěnou žebra. Konstrukce nebyla odolná proti zatížení výbuchem, díky své nízké duktilitě.



Obrázek 31: Konstrukční systém 3

6. ZÁVĚR

Z výsledků výpočtu dynamického chování mostní konstrukce, byly sestaveny tabulky s maximálními dynamickými výkmity, které jsou vyvolané explozí na mostní konstrukci v závislosti na hmotnosti nálože a vzdálenosti nálože od mostovky. Výpočetní část práce byla rozdělena na dva sektory. V první části byla zkoumaná použitelnost zjednodušených metod pro analýzu konstrukce bez složitých výpočetních operací. V druhé části byl využit speciální software pro rychlé nelineární dynamické jevy. Porovnání výsledků mezi oběma metodami prokázalo nemožnost použití metody centrálních diferencí pro získání průhybu na konstrukci vyvolaného výbuchem bez speciálních úprav

tuhostí a aplikace zatížení ve vstupu do výpočtu. Přesto zbytek analýzy průřezu pomocí metody rotačních kapacit a metody mezního přetvoření je dostatečný v případě výbuchu vzdáleného a ve střední vzdálenosti. Blízké a kontaktní výbuchy mají zcela odlišné chování, to samé platí pro odezvu konstrukce. Problematika kontaktních výbuchů a výbuchů v přechodové vzdálenosti nebyla součástí této práce.

PODĚKOVÁNÍ

Poděkování patří Doc. Ing. Marku Foglarovi, Ph.D. za konzultace, užitečné rady a pomoc při vypracování této práce.

Reference

- FOGLAR, Ing. Marek a Prof. Ing. Vladimír KRÍSTEK, DrSc. EXTRÉMNI NÁVRHOVÉ SITUACE V MOSTNÍM STAVITELSTVÍ – POŽÁRY A VÝBUCHY MOSTŮ
- KARASOVÁ, Ing. Eva, Ing. Marek FOGLAR, PH.D., Prof. Ing. Vladimír KRÍSTEK, DrSc. a ČVUT, fakulta stavební & OSVVP ČSSI. CITLIVOSTNÍ ANALÝZA KONSTRUKČNÍCH SYSTÉMŮ MOSTŮ NA ZATÍŽENÍ VZDÁLENÝM VÝBUchem
- FOGLAR, Marek, Radek HÁJEK, Radek ŠTEFAN a Jiří STÖHR. Vyšetřování vlastností cementových kompozitů vystavených působení extrémních zatížení: experimenty, modelování, technologie. V Praze: České vysoké učení technické, 2016. ISBN 978-80-01-05892-3
- [Makovička a Janovský, 2008] Makovička D. a Janovský B. Příručka protivýbuchové ochrany staveb, Česká technika – nakladatelství ČVUT v Praze, 2008
- MÁCA, CSc., Prof. Ing. Jiří. Dynamika stavebních konstrukcí 2 [online]
- MÁCA, CSc., Prof. Ing. Jiří. Seizmické inženýrství [online]
- KARASOVÁ, Ing. Eva, Ing. Marek FOGLAR, PH.D. a Prof. Ing. Vladimír KRÍSTEK, DrSc. ANALOGIE ŘEŠENÍ ZATÍŽENÍ VÝBUchem POMOCÍ ZNALOSTÍ ŘEŠENÍ ZATÍŽENÍ SEISMIKOU
- FOGLAR, Ph.D., Ing. Marek a Prof. Ing. Vladimír KRÍSTEK, DrSc. EXTRÉMNI NÁVRHOVÉ SITUACE V MOSTNÍM STAVITELSTVÍ – POŽÁRY A VÝBUCHY MOSTŮ
- KARASOVÁ, Ing. Eva, Ing. Marek FOGLAR, PH.D. a Prof. Ing. Vladimír KRÍSTEK, DrSc. METODA NÁHRADNÍHO ZATÍŽENÍ PRO STANOVENÍ MÍRY POŠKOZENÍ MOSTŮ ZATÍŽENÍM VÝBUchem
- MAKOVIČKA, DRSC., Doc. Ing. Daniel a Ing. Daniel MAKOVIČKA. THE USE OF DUCTILITY RESERVES OF STRUCTURE BEARING CAPACITY IN SEISMIC ANALYSIS [online]. Dostupné také z: <http://www.engmech.cz/>
- DRAGANIĆ, Hrvoje a Vladimír SIGMUND. Djelovanje eksplozija na konstrukcije: Blast loading on structures. Tehnički vjesnik [online]. 2012, 2012(19), 10. ISSN 1330-3651

ANALYSIS OF INPUT PARAMETERS FOR NUMERICAL SIMULATIONS OF FIRE

Šárka Košťálová, *

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

ABSTRAKT

Článek je shrnutím diplomové práce autorky, která se zabývá analýzou vstupních parametrů pro numerické simulace požáru. Pozornost je zaměřena především na určení vlivu ventilace, tedy přísunu kyslíku, na průběh teplot a rychlost, se kterou se uvolňuje energie ve zkoumaném prostoru, ve kterém je modelován požár. Je provedena citlivostní analýza tohoto vlivu ve 3 matematických modelech požáru. Je uvažována parametrická křivka, zónový model a computational fluid dynamics model. Je prezentován popis základních principů modelů, uvážení konkrétního požárního scénáře a vykreslení výstupních hodnot (průběh teploty a vyzářené energie v čase) z jednotlivých modelů. Výsledky jsou porovnány, také v souvislosti s použitím v konstrukčním návrhu za požární situace.

KLÍČOVÁ SLOVA

Požár v uzavřeném prostoru • Model požáru • Simulace požáru • Ventilace • Parametrická křivka • Zónový model • CFD model

ABSTRACT

This article is a brief summary of author's diploma thesis, which deals with a consideration of input parameters for numerical simulations of fire. An analysis of the extent of ventilation influence to the energy and temperature histories is carried out. A sensitivity analysis is conducted in three different mathematical fire models. Parametric fire curve, Zone model and CFD model are considered in this paper. Description of the basic concepts of each model and consideration of a specific fire scenario is included and the output data (temperature and energy release history) are presented. The results are compared and discussed with respect to structural fire design, for which these outcomes are the key regard.

KEYWORDS

Enclosure Fire • Fire Model • Fire Simulation • Ventilation • Parametric Fire Curve • Zone Model • CFD Model

1. INTRODUCTION

The performance-based fire design is a rapidly developing discipline as the demand for sizes and heights of structures is growing and consequently the standardized approaches can not be implemented. An array of fire models varying in number and details of input data, type of mathematical apparatus used, and the accuracy of output data, is available. Independently of the fire model choice, it is essential to determine the factors that affect the fire and to assess to what extent the ignition and development of fire are affected, more stated in (Šárka Košťálová 2020).

* Supervisor: Ing. Radek Štefan, Ph.D.

2. MATHEMATICAL MODELS

The analysis is carried out to examine the extent of the influence of ventilation, and thus of the available oxygen, to released energy and temperature histories. Three deterministic fire models, which describe the fire phenomena by mathematical expressions based on physics and chemistry are used for subsequent analysis.

Parametric fire curve defined in EC1 part 2 (EN 1991-1-2 2002) is considered. In principle it is one control volume model assuming the whole compartment to be well-stirred reactor. The fundamental concept of parametric fire curve is solution of an equation of heat balance conservation. (Drysdale 2011)

Zone model or control volume model divides the compartment horizontally into upper and lower layer. The fire directs the movement of combustion products from the lower to the upper layer via fire plume, which is a buoyant flow of hot gases. The temperature within both upper and lower layer is uniform, and the evolution in time is described by a set of ordinary differential equations derived from the fundamental laws of mass and energy conservation. (CFAST, *Technical Reference Guide, Seventh Edition* 2015)

CFD model is the most recent mathematical fire model. The core is a system of coupled partial differential equations. It works on a principle of dividing continuum into definite number of control elements, calculating equations of mass, momentum and energy for each element and each time step. (*Fire Dynamics Simulator, Technical Reference Guide, Sixth Edition* 2013)

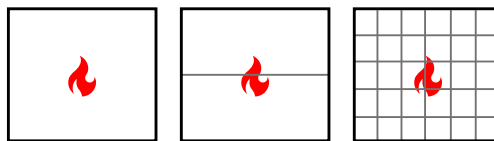


Figure 1: Illustration of a difference between fire models used for analysis. It exemplify the assumption of space discretization for parametric fire curve model, zone model and CFD model.

3. FIRE SCENARIO

A representative office compartment is assumed. The office's inner dimensions are 6.0 x 4.5 x 3 m. The dimensions correspond to coordinate axis x, y, z and are indicated in Figure 2. The compartment contains an only ventilation opening at the rear size of compartment facing outside. The height of the window remains constant 1.5 m during the simulations to prevent any side-influences

to the heat release rate and temperature histories. Window width is varied and it takes the values from $w = 0.5$ m with 0.5 m step to $w = 5.0$ m.

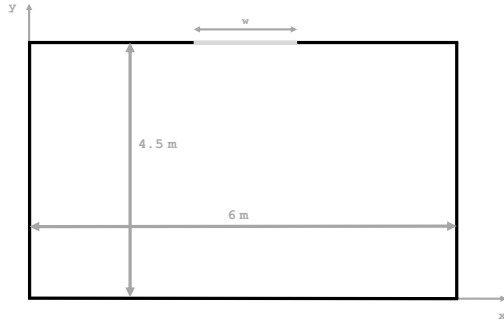


Figure 2: Floor plan of analysed compartment with indicated dimensions.

For all three fire models the fire energy input is taken from EC 1 part 2 (EN 1991-1-2 2002). 80 % fractile of fire load density from Table E.4 for occupancy *office* is considered for the parametric fire curve model. For the zone model and computational fluid dynamics model the fire load density is an insufficient input. A rate, on which the energy is being evolved and maximum rate of heat release must be defined. An analytical expression t -squared fire is used with input values taken from Table E.5. The t^2 fire curve has been implemented in MATLAB (MATLAB 2010) code and are plotted in Figure 3 for each window width variation. The curves represent the energy input data to the considered numerical fire models.

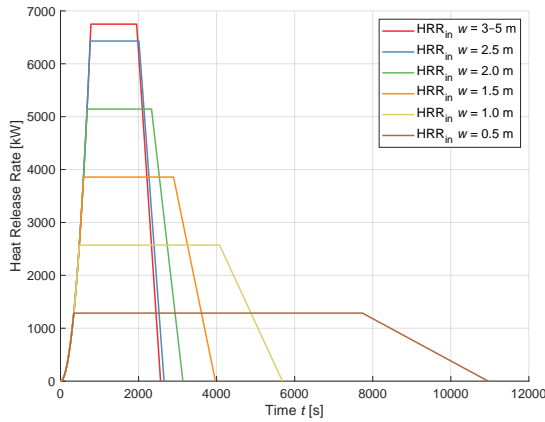


Figure 3: T-squared fire curves used as input rates of heat release.

The assessment of availability of oxygen in compartment is made by using simplified expression:

$$\dot{Q}_{max} = 0.1 \cdot m \cdot H_u \cdot A_v \cdot \sqrt{h_{eq}}, \quad (1)$$

where \dot{Q}_{max} is maximum level of the rate of heat release [kW], m is the combustion efficiency [-], H_u is the net calorific value of wood with $H_u = 17.5$ [MJ kg⁻¹] and A_v and h_{eq} is the opening area [m²] respectively its mean height [m].

3.1. Parametric Fire Curve

For the purposes of the analysis a parametric fire curve is implemented and plotted in mathematical software MATLAB (MATLAB 2010). In principle, parametric fire curve distinguishes between fuel-controlled and ventilation-controlled fire. For each situation a different relation is being used depending on the size of the value O . Value O is determined from the size of the opening area and thus is directly influenced by. Thus to determine the point of burning regime switch a calculation of the parametric curve was conducted for different values of the window width and consequently, different opening factors O . To stay within the limits of opening factor O , the window widths 0.5 m and 1.0 are not considered.

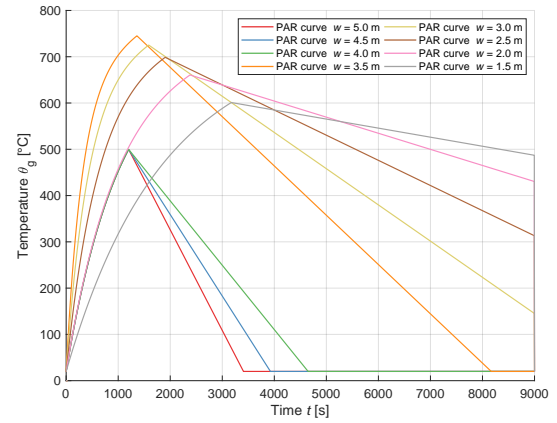


Figure 4: Plot of parametric fire curves for window widths 1.5 m - 5.0 m with 0.5 m step.

Two particular parametric curves located right at the switch of the burning regimes, and thus different analytical prescription, are presented in Figure 5.

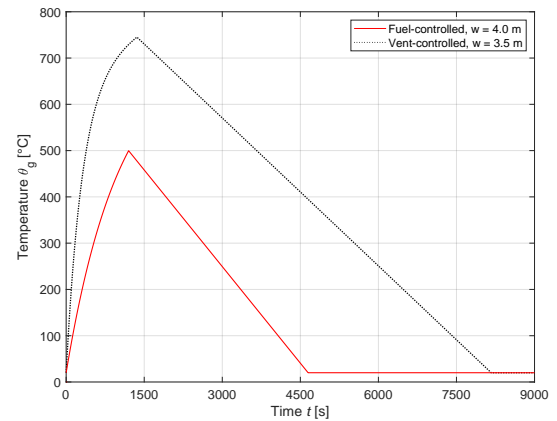


Figure 5: Comparison of parametric fire curves when burning regime switches.

The change of analytical prescription occurs for simulation with window widths 3.5 m and 4.0 m. Thus for a change in window width of 0.5 m, or area of 0.075 m², the parametric curve

model assumes a 250-degree difference in the peak temperature and also variations in the cooling part.

3.2. Zone Model

The simulation is conducted in CFAST, developed by National Institute of Standards and Technology of U.S. Department of Commerce. Within consolidated Fire and Smoke Transport (CFAST) the heat release rate is being calculated from equation

$$\dot{Q} = \min(\dot{m}_f \cdot \Delta H_c ; \dot{m}_e \cdot Y_{O_2} \cdot C_{LOL} \cdot \Delta H_{O_2}), \quad (2)$$

where \dot{Q} is heat release rate [KW], \dot{m}_f is pyrolysis rate of fuel [kg s^{-1}], ΔH is heat of combustion [kJ kg^{-1}], \dot{m}_e is entrainment rate inside the fire plume [kg s^{-1}], C_{LOL} is the smoothing function ranging from 0 to 1 [-], Y_{O_2} is the mass fraction of oxygen in the layer containing the fire [-], ΔH_{O_2} is the heat of combustion based on oxygen consumption [MJ kg^{-1}].

The first component of Equation 2 refers to fuel-controlled fire, when the amount oxygen available is sufficient for all the combustibles to take place in the combustion. The second component of Equation 2 stands for rate of heat release within the ventilation-controlled fire, when the oxygen amount is not sufficient and some pyrolysis products leave the compartment without burning away. (CFAST, Technical Reference Guide, Seventh Edition 2015)

As a demonstration of how the reduction assumption in zone model works, a simulation with the maximum value of heat release rate (such for 5-m-wide window) was considered as an input energy of the fire. In the simulation a window width of only 1 m was modelled.

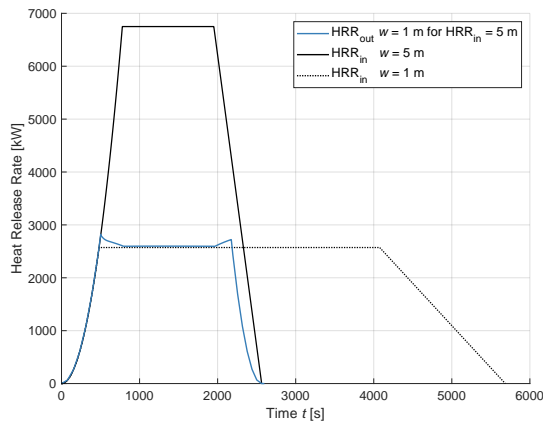


Figure 6: *T*-squared fire curves denoted as HRR_{in} for window widths 1 and 5 m are compared to HRR_{out} from zone model based CFAST simulation with 1-m-wide window with energy input for 5 m.

Even though that the reduced value of maximum heat release rate from zone model corresponds to the reduction calculated by Equation 1, it is necessary to account for the conservation of the energy released during a fire which is represented by the area under the curve.

As for the temperature histories, temperature results of the upper layer from CFAST simulations are compared to the parametric fire curves in Figures 7 and 8.

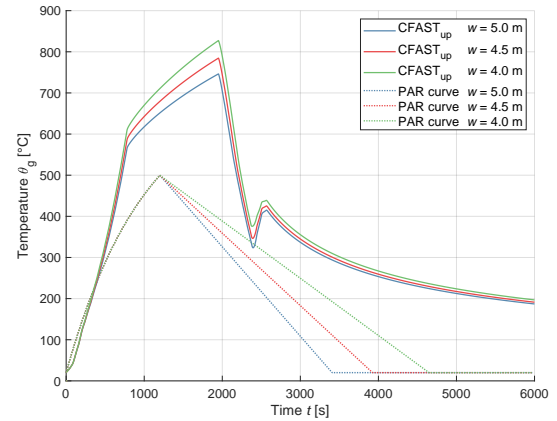


Figure 7: Comparison of upper layer temperature progresses from CFAST and fuel-controlled parametric curves assuming window widths $\langle 4.0, 4.5, 5.0 \rangle$ m.

The upper layer temperature maximums exceed the parametric fire curves values over 250 °C. The highest temperature is reached for window width 4 m.

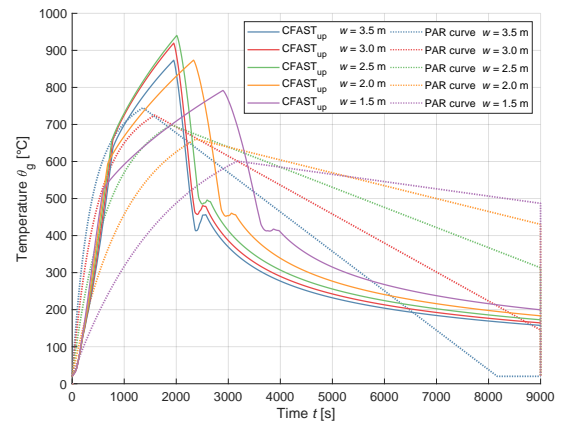


Figure 8: Comparison of temperature progresses from CFAST and ventilation-controlled parametric curves assuming window widths $\langle 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5 \rangle$ m.

The maximum temperatures increase as the window area is getting smaller. After reaching window width 2.5 m, the maximums start to decay. The deviation from the progress of the cooling part are observed at the times of the considered depletion of fuel by *t*-squared curve.

3.3. CFD Model

An analysis of an influence of ventilation to a prescribed energy release rate is conducted in NIST-developed commercial software FDS. Simulations with window widths $\langle 0.5 : 0.5 : 5 \rangle$ m and their corresponding energy inputs (*t*² fire curves) are conducted. When using prescribed heat release rate, FDS is using oxygen availability check sub-model to assess if the fire is provided with enough oxygen. If the energy prescribed lacks the oxygen to fulfil the prescribed progress, FDS assumes its restriction. Subsequently the

overall energy assumed is not maintained as the curve is not automatically prolonged by FDS and needs to be done manually or by carrying out more simulations to get the most precise prescription of energy input by the process of iteration.

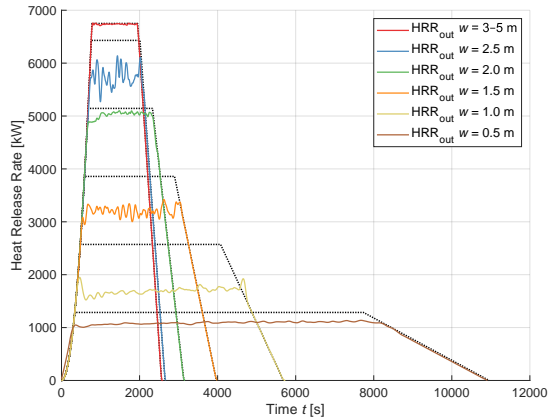


Figure 9: Comparison of HRR inputs (t^2 fire curves) and output HRRs from FDS simulation assuming different opening areas.

For window widths $\langle 3; 3.5; 4.0; 4.5; 5.0 \rangle$ m the t^2 fire curves have the same prescription among each other, and are not limited. T^2 fire curves of widths $\langle 0.5; 1.0; 1.5; 2.0; 2.5 \rangle$ m and their maximum rates of energy release are limited according to Equation 1. When comparing the t^2 curves and the output HRR curves, the fuel controlled t^2 corresponds with the outputs (with variations in the horizontal part of the curve). As for t^2 ventilation-controlled curves the extend of limitation of the maximum rate of heat release varies among the simplified expression given in EC1 and FDS's oxygen availability model assumption. The assumption of the point, where the burning regime switches is similar for the t^2 prescription and FDS oxygen availability check sub-model.

An adjustment of m from Equation 1 can be implemented to a code to preserve the area below the curve which is representing the amount of energy released during the fire.

$$m = \frac{Q_{max}}{0.1 \cdot Hu \cdot A_v \cdot \sqrt{h_{eq}}} \quad (3)$$

Not only is the released energy governed by the available oxygen. It is also influenced by a chemical compound taking place in the combustion. In FDS simulation the so-called surrogate fuel is defined by the user and is to mimic the combustible material present in the given compartment.

4. DISCUSSION

While analysing specific structural element, it is essential to analyse its surrounding ambient and use the temperature or heat flux in the close region depending on the type of analysis and fire model.

A round-robin study (Johansson & Ekholm 2017) was conducted, to assess the variation in results due to user effect in FDS simulation. It shows variations between users - their specification of input data, the way of measuring them and gaining the output values, which are then applied to follow-up structural analysis. However not only relatively large differences within the definition of the issue were observed, some of the participating users also

made mistakes in the definition of fire, mostly by not covering the underlying physics.

To exemplify, a simulation outcome with different surrogate fuels, propane and acetylene, is demonstrated in Figure 10. Heat release rate progresses from simulations with propane and butane are reduced by 800–1000 kW. The influence of a surrogate fuel is a considerable issue when conducting a simulation.

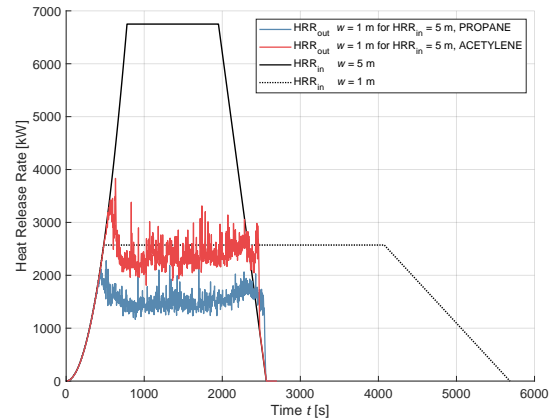


Figure 10: T^2 fire curves denoted as HRR_{in} for window widths $w = 1$ and $w = 5$ m are compared to HRR outcome from FDS simulation with 1-m-wide window with energy input for $w = 5$ m with propane and acetylene.

The fire models, however, should be thought as of a tool rather than a black box, which miraculously change the input data to desired output data. A thorough assessment of appropriateness of input data and the outcomes from the fire model needs to be conducted. That is connected not only to the validation data and the limitation of the particular model, also to the knowledge of underlying solving apparatus implemented in the particular software, which is being used for the analysis.

ACKNOWLEDGEMENTS

This work was supported by the Grant Agency of the Czech Technical University in Prague, grant No. SGS20/041/OHK1/IT/11.

References

- CFAST, *Technical Reference Guide, Seventh Edition* (2015).
- Drysdale, D. (2011), *An Introduction to Fire Dynamics*, Wiley.
URL: <https://books.google.es/books?id=8Au5oOMAdsoC>
- EN 1991-1-2 (2002), *Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire*, CEN.
- Fire Dynamics Simulator, Technical Reference Guide, Sixth Edition* (2013).
- Johansson, N. & Ekholm, M. (2017), 'Variation in results due to user effects in a simulation with fds', *Fire Technology*.
- MATLAB (2010), *version 7.10.0 (R2010a)*, The MathWorks Inc., Natick, Massachusetts.
- Šárka Košťálová (2020), *Analysis of input parameters for numerical simulations of fire*, Master's thesis, CTU in Prague.

PHD WORKSHOP 2020 - PALÁC NAD ŘEKOU - MOSTNÍ KONSTRUKCE Z UHPFRC

Miklas Petr, *

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

ABSTRAKT

Článek se zabývá popisem návrhu obytné mostní konstrukce přes Vltavu v Praze mezi Karlínem a Holešovicemi. Jedná se o dva mosty vedle sebe, které jsou spojeny pomocí dvou lávek.

Dále článek popisuje prostorové uspořádání mostu. Průjezdny prostor je pouze v jednom z mostů. Oba mosty mají čtyři podlaží a zelenou střechu. V obou mostech se dále nacházejí garáže, obchody, které jsou přístupné z vnějších chodníků. Ve vyšších patrech jsou pak ve středních částech mostů galerie a v krajních částech kanceláře. V posledním podlaží jsou byty.

Po zvážení možnosti předpětí byla zvolena varianta z UHPFRC betonu. Jedná se o prefabrikovanou konstrukci. Pro výpočet byl použit výpočetní program SCIA Engineer 19.1. Konstrukce byla ověřena jak v jednotlivých fázích výstavby, tak po dokončení.

KLÍČOVÁ SLOVA

Palác nad řekou • Most • UHPFRC • Předpjatý beton • Předpínání

ABSTRACT

The article deal to design a residential bridge structure over Vltava River in Prague between Karlín and Holešovice. These are two bridges side by side, which are connected by two footbridges.

The article describes the spatial arrangement of the bridge. The carriageway is only in one of the bridges. Both bridges have four floors and a walkable roof. In both bridges there are also garages, shops, which are accessible from external sidewalks. On the upper floors there are galleries in the middle parts of the bridges and offices in the outer parts. On the last floor there are apartments.

After considering the possibility of prestressing, the UHPFRC concrete variant was chosen. It is a precast structure. The calculation software SCIA Engineer 19.1 was used for the calculations. The construction was verified both in the individual stages of construction and after completion.

KEYWORDS

Palace above a river • Bridge • UHPFRC • Prestressed concrete • Prestressing

1. ÚVOD

Předmětem práce bylo navrhnout přemostění Vltavy v Praze mezi Karlínem a Holešovicemi. Požadavkem bylo navrhnout dvě mostní konstrukce vedle sebe, které budou využívány i pro administrativní činnost či bydlení.

Byly tedy navrženy dva mosty vedle sebe, které jsou propojeny dvěma lávkami. Mosty jsou řešeny jako prostě uložené na obou březích Vltavy na ložiskách. V jednom z mostů je průjezdny prostor v 1. NP a v druhém jsou pouze garáže. Po stranách v 1.NP budou obchody, které budou přístupné z vnějších konzol mostů (chodníků). Další podlaží obou mostů jsou pak stejná. V mostu se nacházejí dále dvě podlaží s galeriemi a kanceláři a v posledním patře budou byty. Střecha obou mostů bude pokryta vegetačním substrátem, tj. je řešena jako zelená střecha.

V první části práce se nachází technická zpráva s popisem mostní konstrukce včetně jednotlivých částí výstavby.

Nejrozsáhlejší částí práce je v další části statický výpočet. V úvodu statického výpočtu je stanovení zatížení mostu. Další částí jsou vstupní údaje do výpočetního programu SCIA. Poté se ve výpočtu nachází ukázka jednotlivých uvažovaných fází výstavby mostu ve výpočetním programu. Následuje návrh předpětí obou mostů a zobrazení napětí v jednotlivých fázích výstavby a po dokončení. Tento posudek napětí je proveden pro oba mosty jak v podélném, tak v příčném směru. Tato posouzení jsou provedena nejprve během výstavby a poté po dokončení mostu.

Poslední částí práce je výkresová dokumentace. Tato dokumentace obsahuje podélný řez mostem, příčný řez uprostřed mostů a příčný řez u opěry. Dále pak půdorysy jednotlivých pater a podélné řezy v jednotlivých fázích výstavby.



Obrázek 1: Umístění mostů

* Školitel: doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.

2. REŠERŠE

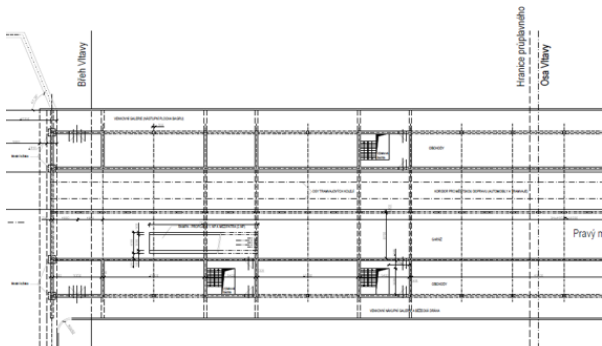
2.1. Popis UHPFRC

Zkratka UHPFRC znamená v překladu ultravysokohodnotný vláknobeton. Pevnosti tohoto betonu jsou až přes 150 MPa v tlaku a zhruba 7-8 MPa v tahu, což umožňuje dělat konstrukce subtilnější. Dosáhnout této pevnosti při monolitické výstavbě je velice obtížné, a proto se drtivá většina těchto konstrukcí vyrábí prefabrikovaně. Vodní součinitel tohoto typu betonu je menší než 0,25 (typicky mezi 0,16 až 0,2). Vzhledem k vysokému obsahu pojiva nemá tento beton kapilární pórovitost. Díky obsahu vláken je tento materiál duktilní, což se s výhodou může použít v seizmicky aktivních oblastech.

3. POPIS MOSTNÍ KONSTRUKCE

3.1. Popis mostní konstrukce

Předmětem tohoto projektu je návrh dvou mostních konstrukcí spojených lávkami pro přemostění Vltavy těsně za ostrovem Štvanice mezi Karlínem a Holešovicemi. Konkrétně mezi ulicemi Tháмова a Komunardů. Tato mostní konstrukce by měla být zcela speciální svým uspořádáním, protože se jedná o most, který je několikapatrový. V 1. patře jednoho z mostů je průjezd pro automobily a tramvaje. V zbylých přízemních částech jsou umístěny garáže. V dalších jednotlivých patrech se nacházejí galerie, kanceláře a v posledním patře byty. Střeška tohoto Paláce nad řekou bude pokryta vegetačním krytem (řešena jako zelená). Na střeše obou mostů bude ocelová polokopule opláštěná sklem. Celá fasáda obou mostů bude řešena lehkým obvodových pláštěm. Rozpětí mostu je 188 m a šířka jednoho mostu je 40,3 m. Celková šířka mostních konstrukcí je 102,5 m.



Obrázek 2: Půdorys poloviny 1.NP pravého mostu

3.2. Výkopové práce a základy

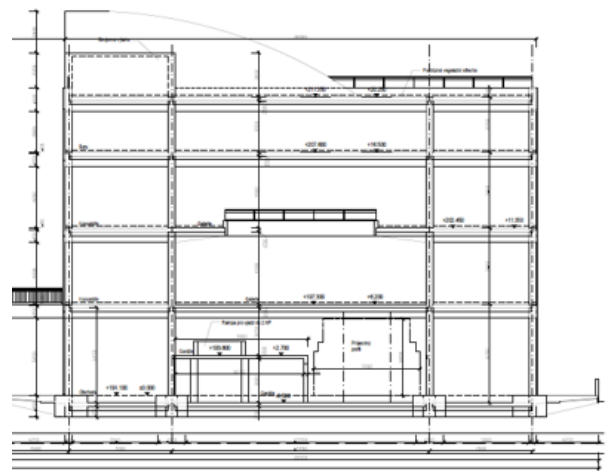
Během realizace bude konstrukce dočasně vyvšována pomocí provizorních věží, pro které se využijí budoucí komunikační a ztužující jádra, jež budou po dobu výstavby prodloužena směrem dolů až ke dnu řeky a pod ním spolehlivě založena.

Výkopy pro betonáž základů těchto věží budou rozměrů 10,4 x 7,65 m a jejich výška bude přizpůsobena spodnímu líci věží mostu. Na dně budou založeny na skalním podloží pod úroveň dna Vltavy. Po dokončení výstavby budou podpůrné základy věží odstraněny.

Mezi jednou řadou podpůrných věží a uložením na opěrách budou další podpůrné skruže pro provizorní podepření, které bude po dokončení výstavby také odstraněny. Tyto skruže budou z ocelových stojek systému PIŽMO. Okolo těchto věží budou těsněné jímky, aby do těchto stavebních jam nepronikala voda. Založeny budou na dostatečně únosném podkladu. Tyto těsněné jímky budou vytvořeny dvěma řadami štětovic, mezi kterými bude jílová výplň. Štětovnice budou nasazeny přímo na skalní podloží.

Provizorní podpůrné věže budou z betonu C 30/37. Tloušťka stěn bude 0,5 m.

Opěry budou monolitické železobetonové. Jejich základy budou z betonu C 30/37 XF4+XA1+XC2. Opěry budou z betonu C 30/37 XF4+XD2+XC4. Pod oběma opěrami budou piloty průměru 1200 mm, které budou z betonu C 25/30. Piloty budou vrtány z úrovně srovnaného terénu s využitím tzv. „hluchého vrtání“.



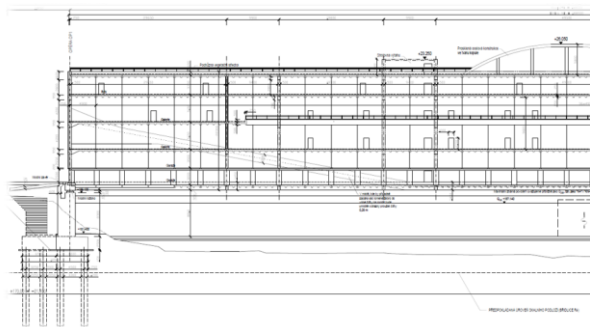
Obrázek 3: Příčný řez mostem uprostřed rozpětí

3.3. Nosná konstrukce

Nosná konstrukce bude z předpjatého betonu UHPFRC XF2+XD1+XC4. Konstrukce působí jako prostorová - komorová. V 1. nadzemním podlaží jednoho z mostů bude průjezdní prostor pro silniční a tramvajovou dopravu. Vedle tohoto průjezdního prostoru budou dvě nadzemní podlaží (resp. patro a mezipatro) pro garáže, které budou propojeny rampami. Ve druhém mostu bude celá střední část dvou pater pro garáže. Krajní části budou pro obchody, které budou přístupné z venkovních ramp šířky 5 m. Ve 3. patře budou v obou mostech ve střední části galerie a po obvodu obou mostů kanceláře. Další patro má v obou mostech ve střední části volný prostor, okolo kterého bude opět galerie a po obvodu kanceláře. Poslední nadzemní podlaží bude obytné (byty). Na střeše obou mostů se nachází ocelová prosklená konstrukce ve tvaru polokopule. Oba mosty jsou propojeny lávkami. V každé mostní konstrukci se nachází šest výtahových šachet se schodišti.

Svislou část nosné konstrukce tvoří dvě podélné stěny v každém mostu na výšku celého mostu a v krajních částech řady sloupů. Vodorovnou část nosné konstrukce tvoří jednotlivé stropní konstrukce jednotlivých podlaží. V 1. patře dále hlavní nosné trámy. V příčném směru jsou to pak stropní konstrukce v každém patře, které přenášejí zatížení ze stropů do svislých konstrukcí, tj. stěn nebo sloupů. Tyto stropní konstrukce jsou řešeny jako žebrové. Do sloupů se zatížení přenáší pomocí průvlaků po obvodu každého podlaží. V rozích v místě uložení obou mostů jsou ztužující jádra. Jádra ve

střední části jsou využita jako provizorní věže (pylony) ve fázích výstavby.



Obrázek 4: Podélný řez mostní konstrukcí

Spojovací lávky budou do obou mostních konstrukcí vetknuty. Předpětí lávek v jejich podélném směru bude protaženo až na vnější líc obou mostů. V rámci ověření konstrukce byla provedena také analýza spolupůsobení lávek s hlavními nosnými konstrukcemi mostů.

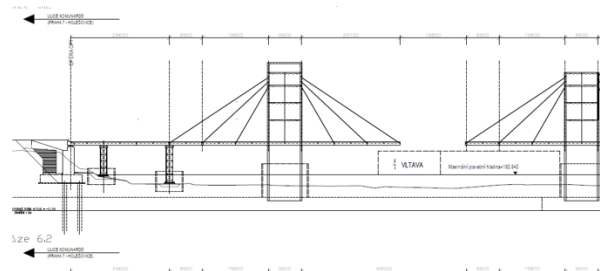
Obě mostní konstrukce jsou předepnuty jak v podélném, tak v příčném směru. V podélném směru je předpětí umístěno do stropních konstrukcí 1. patra, 2. patra, 3. patra a 4. patra, dále do svislých stěn vždy nad dveřní otvory. Významná část předpětí je v zalomených žeberech, která jsou vedena po celé délce mostu. V každém mostu jsou tato žebra celkem čtyři a předpínají se z čel mostů ve 4. patře. Rozměr žeberech je 1600 x 1600 mm. Stropní konstrukce i stěny se také předpínají z čel mostů. V 1. patře je mostovka v místě uložení zesílena na 500 mm a je více předepnuta. Vzhledem k významnému namáhání jsou předepnuty ještě vrcholy provizorních pylonů.

3.4. Postup a technologie výstavby mostu

V první fázi výstavby se vybetonují jednotlivé podpůrné věže (výtahové šachty, pylony). Současně s pylony budou postaveny provizorní základové konstrukce, které budou založeny přímo v řece. Tyto základy budou mimo průplavní prostor. Po dokončení výstavby pylonů budou v další části nejprve smontovány z obou řad věží hlavní nosníky 1. patra až na opěry. Příčně se na tyto nosníky uloží prefabrikovaná žebrová stropní konstrukce včetně všech dalších podélných a příčných nosníků.

Dále bude moci začít postupné vyvšování konstrukce během jednotlivých stavebních fází mezi oběma řadami věží. Tyto fáze výstavby jsou celkem čtyři, které se dělí vždy do dalších tří etap. Postup vyvšování je takový, že v první etapě se osadí prefabrikované hlavní nosníky a připnou se k již hotové konstrukci pomocí předpínací výztuže. Poté se mezi vrcholem dané věže a koncem tohoto nosníku osadí závěs a předepne se dle potřeby. Ostatní závěsy, které už v konstrukci jsou zabudovány, se zrektifikují dle potřeby. V poslední etapě se osadí příčné prefabrikované stropní žebrové desky. Z každé řady věží směrem ke středu mostu se bude toto opakovat celkem čtyřikrát. Takto se dokončí celé 1. patro včetně konzol. V jednotlivých stavebních fázích se budou plošné prvky připínat předpětím i podélně.

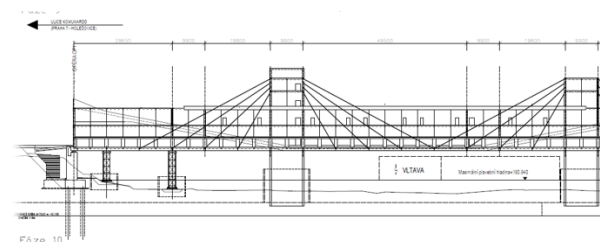
V dalších několika fázích bude konstrukce stavěna do výšky. První fází je výstavba stěn nad 1. patrem a stropní konstrukce 2. patra (mezipatra). Konstrukce bude předepnuta dle potřeby jak podélně, tak příčně a následně budou opět rektifikovány všechny závěsy.



Obrázek 5: Fáze výstavby během vyvšování

Další stavební fází je výstavba stropní konstrukce 3. NP. Konstrukce bude také předepnuta dle potřeby jak podélně, tak příčně a následně budou opět rektifikovány všechny závěsy.

Další stavební fází je výstavba stěn nad 3. NP a stropní konstrukce 4. NP. Konstrukce bude také předepnuta dle potřeby jak podélně, tak příčně a následně budou opět rektifikovány všechny závěsy. V této fázi už bude předepnuta část hlavních nosných žeberech. Takto se postupuje až do dokončení výstavby obou mostů.



Obrázek 6: Fáze výstavby během stavby 3.NP

Poslední stavební fází je odepnutí všech provizorních závěsů. Dále v této stavební fázi budou vybourány všechny základové konstrukce pod jednotlivými věžemi. Současně během odepínání jednotlivých závěsů a vybourávání provizorních základů bude konstrukce dopínána zbývající potřebnou částí předpětí.

4. STATICKÝ VÝPOČET

4.1. Zatížení mostu

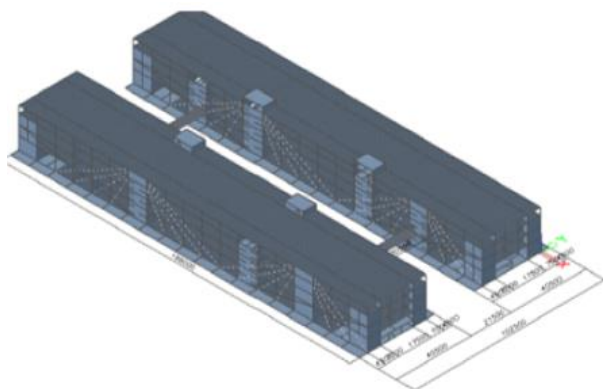
Ve výpočtu byly uvažovány účinky stálých zatížení od vlastní tíhy, ostatního stálého zatížení a předpětí. Dále byly uvažovány účinky proměnných zatížení od dopravy silniční i tramvajové, od větru, sněhu na střeších strojoven a především teplotní zatížení. Ve stavebních fázích bylo počítáno i s montážním zatížením.

Zatížení od dopravy bylo vneseno dle normy, jako tři tramvajové soupravy za sebou a dále zatížení LM 1. Zatížení tramvaj bylo rozpočteno jako plošné a takto byla konstrukce zatížena. Délkově byly umístěny za sebou tři soupravy na každou kolej. Mezi jednotlivými nápravami tramvaj konstrukce není zatížena. Mosty byly zatíženy v šesti zatěžovacích stavech, kdy jsou soupravy tramvaj postupně umísťovány od jedné opěry k druhé. U silniční dopravy byla komunikace rozdělena na dva jízdní pruhy a zbývající prostor. Těžká náprava modelu LM 1 byla umísťována v každém zatěžovacím stavu do nejnepříznivější možné pozice. Mosty

byly opět zatíženy v šesti zatěžovacích stavech, kdy je zatížení LM1 umístováno vedle tramvají na zbytek pojezděné plochy.

4.2. Výpočetní model

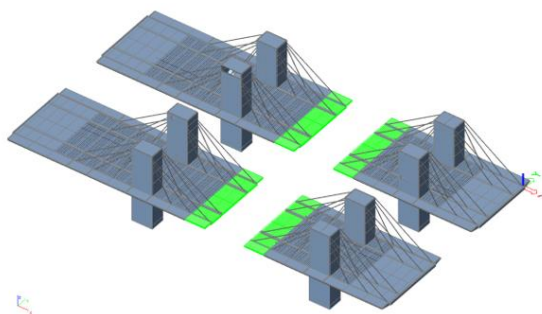
Pro výpočet byl zhotoven 3D deskostěnový statický model ve výpočetním programu SCIA Engineer 19.1. Všechna spojení mezi jednotlivými betonovými dílci jsou modelována jako vetknutí. Pouze připojení ocelových lan ke konstrukci je modelováno jako kloubové. Oba mosty jsou prostě uloženy na obou koncích (použita jsou ložiska pevná, jednosměrně posuvná a všesměrně posuvná). Dále během výstavby jsou modelována uložení pod celkem osmi pylony (věžemi). Pod těmito pylony jsou modelována liniová tuhá ramena, která jsou vetknuta do prutu základové konstrukce pod věžemi, kvůli zjištění sil v základech. Na konci je pak provizorní základový blok, který je vetknut. Základová konstrukce měla být původně modelována pomocí stěn, ale bohužel výpočetní program nepodporuje možnost odebrání plošných prvků během výstavby. K deskám byla připojena žebra konstrukce. Liniové prvky byly zadány jako prvky prutové.



Obrázek 7: Výpočetní model mostu

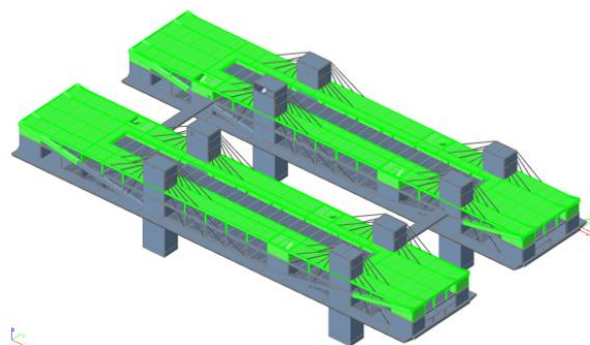
4.3. Postup výstavby

Postup výstavby byl rozdělen celkem do 25 stavebních fází. Nejprve bude postaveno osm věží na provizorní základové konstrukci, která bude po dokončení výstavby mostu zbourána.



Obrázek 8: Model konstrukce - fáze výstavby během vyvšování 1. NP

V další fázi bude na skruži postaveno 1. patro od pylonů až k opěrám. V dalších fázích se bude vyvšovat pomocí provizorních závěsů z pylonů střední část 1. patra. V několika posledních fázích se pak budou stavět na 1. patře další patra konstrukce.



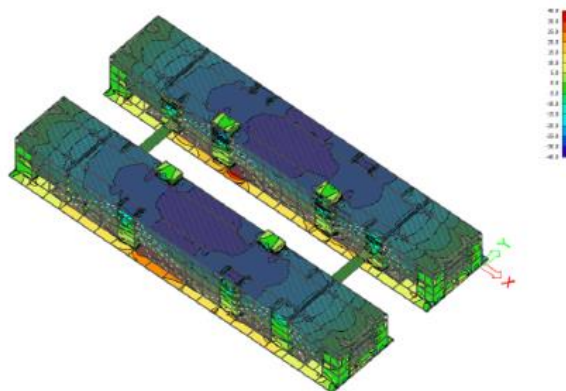
Obrázek 9: Fáze výstavby během montáže 4. NP

4.4. Výpočet a posouzení napětí

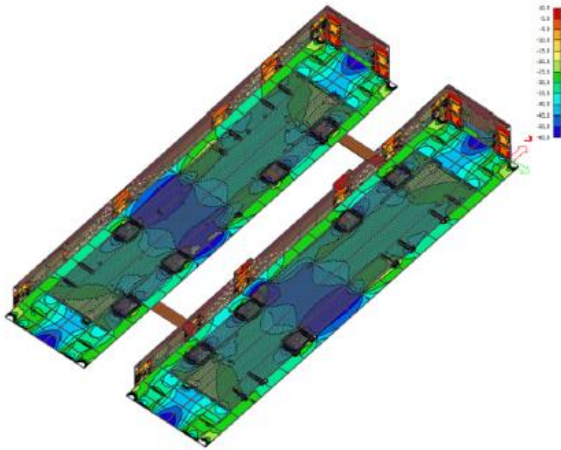
Výpočet a posouzení napětí je provedeno pro MSP. Výpočet a posouzení jednotlivých napětí je provedeno ve všech stavebních fázích. Dále je výpočet proveden na dokončené konstrukci. Posouzení je provedeno pro charakteristickou a kvazistálou kombinaci zatížení. Tyto kombinace jsou vypočteny pro čas uvedení mostu do provozu a na konci životnosti. Ve stavebních fázích byla konstrukce posuzována na charakteristickou kombinaci zatížení.

Tabulka 1: Omezení napětí v konstrukci pro MSP

Kombinace	Tlak [MPa]	Tah [MPa]
Charakteristická	90	3,57
Kvazistálá	67,5	0
Charak. - stavební fáze	81,00	3,57



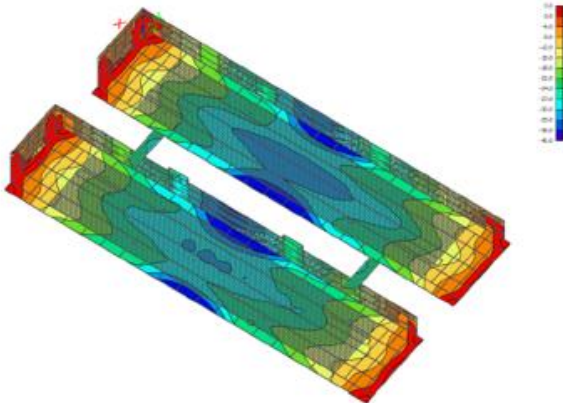
Obrázek 10: Napětí v podélném směru při horním povrchu pouze od stálého zatížení bez předpětí



Obrázek 11: *Napětí v podélném směru při horním povrchu pouze od předpětí*

4.5. Průhyb konstrukce

Dále byla konstrukce ověřena i z hlediska průhybu. Předpětím bylo dosaženo co možná největšího nadvýšení konstrukce. Celkový průhyb konstrukce včetně předpětí je vidět na následujícím obrázku.



Obrázek 12: *Svislý průhyb mostů v charakteristické kombinaci při uvedení do provozu*

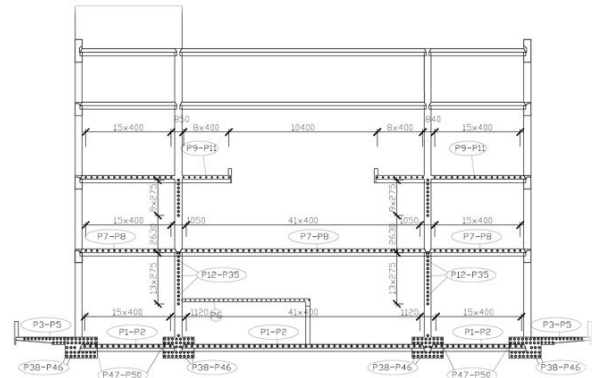
4.6. Návrh předpětí

Další část statického výpočtu se bude věnovat návrhu předpětí plošných prvků konstrukce. Návrh předpětí byl proveden v programu MS Excel. Konstrukce obou mostů je předepnuta jak v podélném, tak příčném směru.

Všechny kabely v konstrukci jsou použity ze systému VSL. Jsou použity předpínací kabely vnitřní bez soudržnosti - kabely VSL Pramenec 0,6" S 1860 MPa. Předpínací výztuž je uvažována bez soudržnosti, aby bylo možno předpínací sílu v průběhu životnosti konstrukce kontrolovat a případně i upravovat. Krytí předpínací výztuže je uvažováno ve třídě konstrukce S4 a se stupněm vlivu prostředí XD2, XS4.

Podélné předpětí je realizováno ve stropních konstrukcích, kde jsou kabely přímé. Předepnuty jsou stropní konstrukce 1. až 4. patra. Předpětí je v jednotlivých těchto patrech odstupňováno od 100 % v 1. patře až do 50 % ve 4. patře, 2. patro je také ještě předepnuto na 100 % ale 3. podlaží je předepnuto jen na 75 %. Ve třetím podlaží je předpětí vynecháno ve střední části kvůli galerii. Dále jsou

předepnuty stěny vodorovnými kabely nad dveřmi. V každém z mostů jsou pak čtyři žebra, která jsou také předepnuta. V 1. patře je na počátku z obou stran stropní konstrukce zesílena kvůli vysokým napětím a je také více předepnuta v podélném směru. Předpětí je zde dvojnásobné. Kvůli stavebním fázím a vyvážování byly také předepnuty vrcholy všech provizorních pylonů, ze kterých se vyvážuje, tak, aby konstrukce v těchto místech nepřekročila povolenou tahovou pevnost.

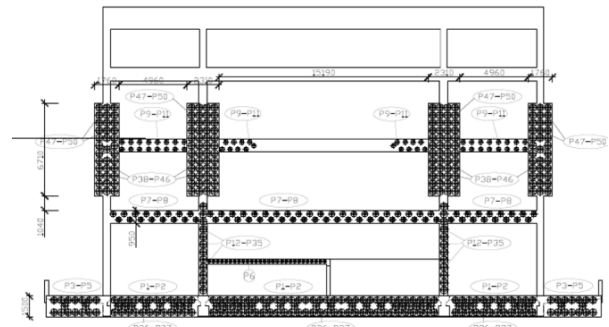


Obrázek 13: *Rozmístění předpětí uprostřed rozpětí*

Příčné předpětí je realizováno v žebrech stropní konstrukce. V každém žebru jsou dva kabely. Tyto kabely jsou zvedané. Kabely jsou průběžné skrz celý příčný řez. Spojovací lávky jsou také v tomto směru předepnuty zvedanými kabely.

Síly od předpětí jsou do výpočtu vneseny pomocí spojitěho zatížení a lokálních sil. Takto jsou do výpočtu vneseny vodorovné síly od předpětí a svislé podporové síly zvedaných kabelů. Svislé síly v poli zvedaných kabelů jsou rozpočteny jako plošné zatížení desek.

Všechny kabely jsou vedeny tak, aby se nekřížily.



Obrázek 14: *Pohled na kotvení čelo*

V příčném směru bude konstrukce předepnuta zvedanými kabely. V každém žebru budou dva kabely. Tyto kabely budou ze 3 a ze 4 lan. Ve výpočtu je zaveden jak účinek předpětí, tak i účinek zvedání kabelu. Kabely budou vedeny skrz celý příčný profil mostu. V podporách jsou tedy síly zavedeny směrem dolů a v poli směrem nahoru. Předpětí bude vždy aplikováno celé ve stavební fázi, ve které budou desky osazeny.

Dále bylo vybráno a posouzeno několik prutových prvků. Jedná se o předpětí lomených žebrov, některé sloupce, jeden příčný trám a provizorní závěsy.

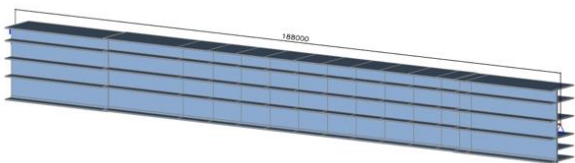
Ztráty všech částí předpětí byly uvažovány zjednodušeně při uvedení do provozu 15% a na konci životnosti 25%.

Nakonec byla konstrukce posouzena i v MSÚ, kde také vyhověla.

Vzhledem ke složitosti konstrukce by bylo vhodné provést ještě optimalizaci návrhu.

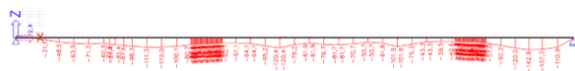
4.7. Modul TDA

Poslední částí výpočtu je přibližný výpočet dotvarování mostní konstrukce. Z jedné mostní konstrukce byl vybrán výsek středové části jedné stěny. Následně byla prutovým modelem vymodelována tato část mostu. Model je včetně fází výstavby. Průřez byl zadán jako fázovaný průřez. Celý výpočet je proveden ve SCIA Engineer v modulu TDA (časově závislá analýza). Do výpočtu byly zahrnuty i provizorní podpory. Provizorní závěsná lana byla také nahrazena podporou, protože modul TDA výpočetního programu bohužel neumožňuje zavedení pružné podpory.



Obrázek 15: Model vytvořený pro modul TDA

V první části byly vloženy dva typy průřezů, a to v místě galerie a u opěr. Dále byla vymodelována konstrukce v jednotlivých fázích výstavby. Poté byla konstrukce zatížena jak vlastní tíhou v jednotlivých fázích, tak při uvedení do provozu ostatním stálým zatížením. Následně byl most zatížen i vloženým předpětím včetně ztrát.



Obrázek 16: Deformace včetně dotvarování v KZ

5. ZÁVĚR

Cílem práce bylo navrhnout přemostění Vltavy v Praze mezi Karlínem a Holešovicemi mezi ulicemi Komunardů a Thámova. Požadavkem bylo i to, aby uvnitř mostu byl nejen průjezdní prostor, ale i garáže pro parkování vozidel. Tento prostor se nachází ve střední části prvních dvou nadzemních podlaží obou mostů. V bočních částech 1. NP jsou v obou mostech obchody, které budou přístupné z vnější části, kde se nachází venkovní terasy. Ve 3. a 4. patře se nachází ve střední části galerie a v bočních částech jsou kancelářské prostory. V posledním patře jsou obytné prostory (byty) v obou mostech. Střešní konstrukce je řešena jako zelená pochůzná. Na střeše obou mostů bude ocelová polokopule se skleněnou výplní. V každé mostní konstrukci je šest výtahových šachet.

Návrh obsahuje statický výpočet, technickou zprávu a výkresovou dokumentaci.

Statický výpočet obsahuje výpočet zatížení nosné konstrukce a v další části 3D výpočetní model obou mostů ve výpočetním programu SCIA. Na uvedená zatížení byly vytvořeny jednotlivé kombinace zatěžovacích stavů jak pro stavební fáze, tak pro dokončenou mostní konstrukci. Pro dokončený most byly vytvořeny kombinace v charakteristické a kvazistálé kombinaci v čase uvedení do provozu a na konci životnosti.

Konstrukce bude postupně vyvěšována ze středních věží. Z těchto věží bude následně pomocí provizorních závěsů vyvěšováno 1. NP. Po dokončení 1. NP bude konstrukce stavěna do výšky po jednotlivých patrech. Po dokončení

střešní konstrukce budou odepnuty provizorní závěsy a budou odstraněny provizorní konstrukce a podpory.

V další části se statický výpočet věnuje návrhu a posouzení předpětí, které je vyhodnocováno jak během stavebních fází, tak po dokončení mostu. Konstrukce je předepnuta jak v podélném, tak v příčném směru. Předpětí v podélném směru je realizováno ve stropních konstrukcích 1. NP, 2. NP, 3. NP a 4. NP. Dále ve stěnách nad 1. NP, 2. NP a 3. NP nad dveřmi. Největší část předpětí je pak realizována v hlavních nosných žebrech obou mostů, která jsou v každém mostu čtyři. V každém z žeber je celkem 35 kabelů ze 37 lan. V konstrukci jsou použity kabely o 11 až 37 lanech ze systému VSL. Posouzení je provedeno pro MSP omezení napětí a pro průhyb konstrukce.

Další částí statického výpočtu je posouzení napětí v MSÚ, kde konstrukce také vyhověla.

Poslední částí statického výpočtu je výpočet dotvarování výseku stěny a stropů v modulu TDA.

PODĚKOVÁNÍ

Poděkování je věnováno doc. Ing. Romanu Šafářovi, Ph.D. za jeho odborné vedení a užitečné rady při zpracování této

Literatura

- ČSN EN 1990 Eurokód: *Zásady navrhování konstrukcí*
- ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*
- ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem*
- ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou*
- ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou*
- ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: *Navrhování betonových konstrukcí*
- ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: *Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady*
- Šafář, R., (2017), *Betonové mosty 2 – Přednášky*
- Šafář, R., (2015), *Betonové mosty 2 – Cvičení – Návrh předpjatého mostu podle Eurokódů*
- Projektové podklady – *Pons Pragensis 2018*

STATICKÁ ANALÝZA KONSTRUKCE PO POŽÁRU

Petr Müller*

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

ABSTRAKT

Předmětem článku je popis provedení statického posudku objektu, který slouží jako hasičský simulátor a jehož konstrukce jsou opakovaně vystavovány vysokým teplotám. Požadavek majitele objektu spočíval v provedení diagnostiky konstrukce, zhodnocení míry jejího poškození, a dále návrhu případného zesílení pro možnost dalšího využívání objektu.

V rámci posudku byla provedena předběžná i podrobná prohlídka objektu. S využitím specifických okrajových podmínek byla provedena simulace vývoje tepla v daných prostorech. Na základě těchto podkladů byly určeny konstrukční prvky k odběru vzorků a provedení nedestruktivních i laboratorních materiálových zkoušek. Výsledky laboratorních a in-situ zkoušek byly porovnány s teoretickými výpočty a použity pro výpočet reziduální únosnosti prvků. V závěru byly předepsány konstrukční úpravy a lokální sanace pro zajištění odpovídající trvanlivosti konstrukce.

KLÍČOVÁ SLOVA

Železobeton • Požární odolnost • Diagnostika • CFD analýza

ABSTRACT

This paper is aimed at describing conducted post-fire structural assessment. The subjected building is used as firefighting simulator and thus is repeatedly exposed to high temperatures. The task from building owner was to conduct structural diagnosis, assess the decay of structural performance and to design eventual strengthening in order to ensure future use of subjected building.

Within the assessment preliminary and detailed inspections were conducted. Using specific boundary conditions simulation of temperature rise and distribution was carried out. Based on such data several structural elements and spots were chosen to be inspected in detail by both non-destructive and laboratory material tests. For such purposes test specimens were cut out of the structure. Theoretical results gained from calculations were compared with experimental ones and based on it residual load-bearing capacity was calculated. Finally, several refurbishments were designed in order to ensure adequate structural durability.

KEYWORDS

Reinforced concrete • Fire resistance • Diagnosis • CFD analysis

1. ÚVOD

V průběhu roku 2019 měl autor článku možnost spolupracovat na vypracování statického posudku konstrukce opakovaně vystavované působení vysokých teplot. Protože se jedná o problematiku velmi blízkou zaměření disertační práce autora s možností přímé aplikace zjištěných poznatků a postupů, autor příležitosti s povděkem využil.

Předmětem statického posudku je objekt „ohněvého domu“ (OD), který je součástí školního a výcvikového zařízení HZS ČR v Brně. Objekt slouží jako trenažér zásahu v prostředí s vysokými teplotami a plameny, které jsou generovány plynovými hořáky umístěnými na několika místech v objektu. OD je dvoupodlažní objekt s jedním podzemním podlažím. Jeho konstrukce je převážně tvořena železobetonovými (ŽB) stěnami a stropními deskami doplněná o dílčí ocelové zastropění a zastrešení (viz Obr. 1).



Obrázek 1: Objekt ohněvého domu (Procházka a kol., 2019).

V rámci požárních zkoušek, které se v OD primárně konají, je zažehnut vybraný hořák (vždy pouze jeden v rámci celého objektu) a během velmi krátké doby je dosaženo vysokých teplot (až 1000 °C). Do takto rozvinutého „požáru“ přijdou hasičtí učni s proudnicemi a vodními proudy „hasí“ plameny a „ochlazují“ okolní konstrukce. Požární zkouška končí po několika (maximálně 3) minutách, kdy je vypnut přívod paliva.

Ve všech místnostech OD s instalovanými hořáky jsou okenní či dveřní otvory umožňující přívod kyslíku během hoření. V těchto místnostech jsou dále instalovány ochranné

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

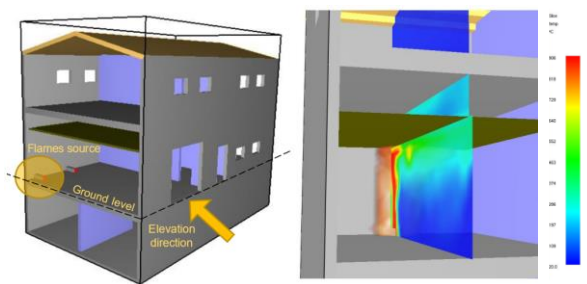
konstrukce, aby nosné konstrukce nebyly vystaveny přímo působení plamenů, vysokých teplot a také ochlazení během „hašení“. Ochranné konstrukce jsou tvořeny plechovými šablonami na ocelovém roštu a jsou instalovány na stropní konstrukce i stěny. Dutiny v podhledech a na stěnách jsou dále během zkoušky přetlakově větrány pomocí ventilátorů (Procházka a kol., 2019).

2. SIMULACE VÝVOJE TEPLOT

Aproximace průběhu požáru a vývoje teplot v prostorách zasažených požárem je vždy nedílnou součástí vyšetřování po požáru, neboť získané informace mohou zajistit efektivnější vedení diagnostiky, vytipovat nejvíce exponované prvky a také posloužit jako podklad pro teoretické výpočty. Po jejich verifikaci je možné redukovat počet materiálových zkoušek, což šetří finance, čas i pracnost. Volba požárního scénáře je tak jedním ze zásadních kroků analýzy.

Dle metodiky ČSN EN 1991-1-2 jsou k dispozici modely požáru různé složitosti i komplexnosti. Nejjednodušším modelem požáru jsou nominální teplotní křivky (např. křivka ISO 834 či uhlovodíková). Komplexnější popis lze získat použitím zjednodušených (parametrické teplotní křivky či modelu lokálního požáru) či zdokonalených modelů požáru (zónové modely a modely proudění tekutin, tzv. CFD modely). CFD (z anglického *computational fluid dynamics*) simulace v současné době představují nejpodrobnější a nejkomplexnější přístup k modelování požáru. Simulace jsou velmi výpočetně náročné a jsou citlivé k přesnosti vstupních údajů. Více o volbě a modelování požárních scénářů lze najít např. v (Benýšek, 2019) a (Horová, 2012).

V případě posudku OD nastala situace netypická pro reálné požáry – všechny vstupní parametry o vývoji požáru během zkoušky byly známy (např. tepelný výkon hořáků a jejich pozice, geometrie požárního úseku, podmínky ventilace, maximální čas požáru, apod.). Za těchto okolností bylo rozhodnuto o provedení CFD simulace jakožto nejpřesnějšího možného nástroje. Simulace byla provedena Ing. Martinem Benýškem (Procházka a kol., 2019). Ilustrativní obrázek s celkovým 3D modelem objektu a rozložením teploty v garáži v čase ukončení zkoušky je uveden na Obr. 2.



Obrázek 2: CFD model objektu (vlevo), maximální teplota plynu v čase ukončení zkoušky ($\theta_{max}=906\text{ °C}$) (Procházka a kol., 2019).

Na základě provedené CFD analýzy byla dobře patrná místa s nejvyššími dosaženými teplotami. Časový vývoj povrchových teplot byl nadále použit jako zadání pro teplotní analýzu konstrukčních prvků a získání jejich teplotních profilů.

3. DIAGNOSTIKA KONSTRUKCE

3.1. Předběžná prohlídka objektu

Úvodním krokem diagnostiky konstrukce byla předběžná prohlídka. Během té se autor seznámil s předmětným objektem a dále mu byla předvedena požární zkouška, viz Obr. 3. V době provádění prohlídky byla ještě většina ochranných obkladů instalována a tudíž nebylo možno vizuálně zhodnotit stav nosných konstrukcí. Nezakryté konstrukce však bylo možno hodnotit jako viditelně nepoškozené, bez nadměrných trhlin nebo obnažené výztuže.

V rámci předběžné prohlídky bylo dále zadáno odebrání vzorků z konstrukcí k laboratorním zkouškám. V případě ŽB konstrukcí se jednalo o jádrové vývrtky o průměru 100 mm, v případě ocelových konstrukcí se jednalo o vyříznutí alespoň 10 cm dlouhých pásků ze spodních pásnic IPE nosníků. Celkem byly zadány k odběru 2 vývrtky ze stropní desky, 6 vývrtů ze stěn a 3 vzorky oceli.



Obrázek 3: Požární zkouška v garáži (Procházka a kol., 2019).

3.2. Podrobná prohlídka objektu

Podrobná prohlídka objektu byla provedena ve chvíli, kdy byly z konstrukcí demontovány ochranné šablony a všechny konstrukce byly přístupné vizuálnímu zhodnocení a provedení nedestruktivní tvrdoměrné zkoušky ŽB konstrukcí.



Obrázek 4: Trhlina v desce 1.PP (Procházka a kol., 2019).

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

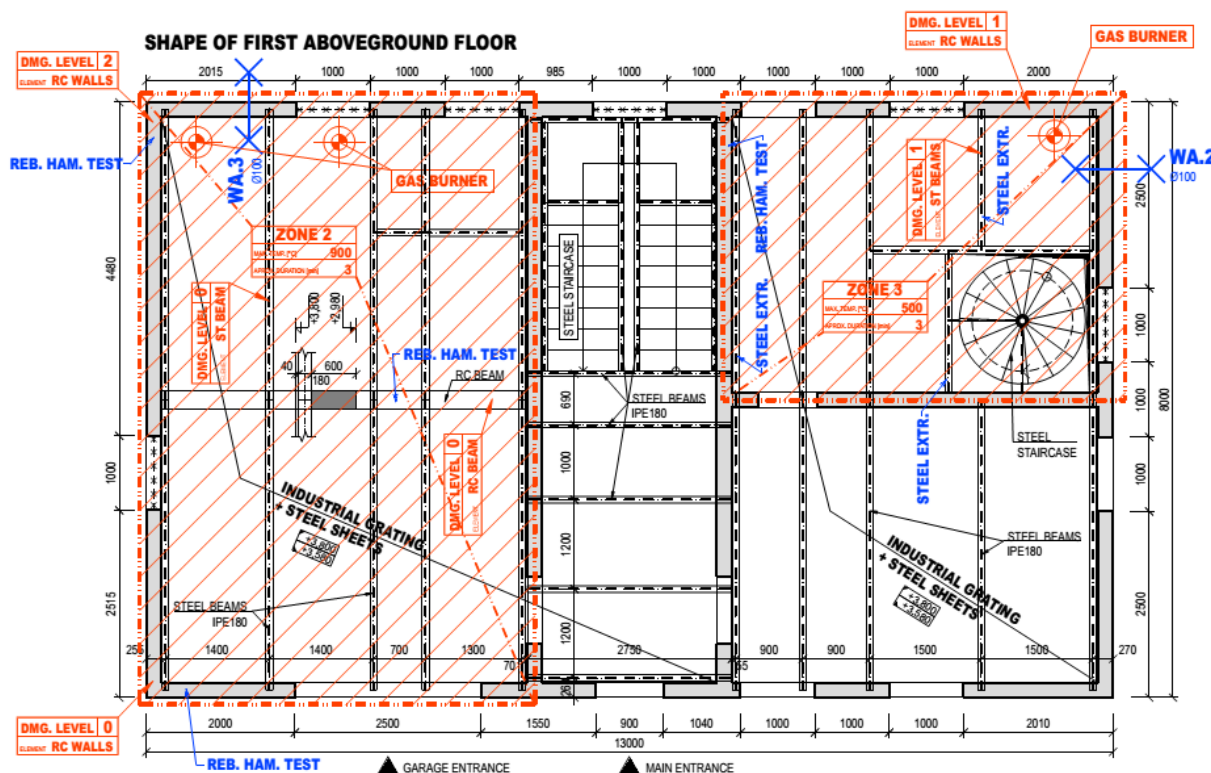
ŽB konstrukce v blízkosti hořáků lze po vizuálním zhodnocení charakterizovat jako viditelně nepoškozené. Jejich povrch není nadměrně rozpraskaný (nejvíce jsou rozpraskaná nadpraží oken, kudy proudí horký vzduch ven z objektu), beton není odštěpený, výztuž není obnažená ani vybočená či nesoudržná. Stropní deska nevykazuje nadměrné průhyby. Jedinou viditelnou poruchou je tak nadměrně široká ohybová trhlinka na spodním líci stropní desky 1.PP (šířka trhliny $w_k = 0,4-0,6$ mm), přes kterou dlouhodobě prosakuje voda a tvoří malé krápníky (viz Obr. 4).

Ocelové konstrukce v rámci OD tvoří zastropení 1.NP, zastřešení 2.NP a schodiště. Konstrukce hlavního schodiště se nachází ve středním traktu objektu, kde požární zkoušky neprobíhají, a proto jimi není ovlivněna. Prvky zastřešení 2.NP jsou proti účinkům vysokých teplot chráněny intenzivním provětráváním celého podstřešního prostoru. Ocelové zastropení v 1.NP – levém traktu je taktéž chráněno intenzivně větranou mezerou nad podhledem. Jedinou rizikovou částí konstrukce je tak zastropení 1.NP – pravé části. Dutina v podhledu zde není během zkoušek větraná, na druhou stranu jsou plameny a tedy i proudění horkého vzduchu usměrněny do prostupu stropní konstrukcí pro (již nepoužívané) točité schodiště. Stropní konstrukce v této části objektu po sejmutí

podhledu je zobrazena na Obr. 5. Na stropnicích je viditelně poškozený nátěr a na spodní přírby nosníků jsou „napečené“ kusy podhledových šablon. U prvků je také podezření na pokročilejší stav koroze. Na druhou stranu nejsou nosníky lokálně vyboulené ani zprohýbané a nejeví známky přetížení.



Obrázek 5: Neventilovaný ocelový strop 1.NP po odstranění podhledů (Procházka a kol., 2019).



Obrázek 6: Grafický výstup podrobné prohlídky 1.NP (Procházka a kol., 2019).

Dílčí část výsledku podrobné prohlídky OD je graficky shrnuta na Obr. 6. Jsou zde vyznačeny oblasti zasažené vysokými teplotami (u každé zóny je uvedena maximální dosažená teplota a čas požární zkoušky). Dále jsou zde zakresleny pozice hořáků a zasažené konstrukční prvky, které jsou zaříděny do tzv. tříd poškození dle metodiky publikované v (Concrete Society, 2008). Ve schématu jsou dále zanesena místa odběru vzorků pro laboratorní zkoušky a provedení nedestruktivní tvrdoměrné zkoušky ŽB konstrukcí.

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

3.3. Materiálové zkoušky

Dalším krokem diagnostiky OD bylo provedení materiálových zkoušek za účelem zjištění skutečných mechanických parametrů betonu i oceli u prvků, u nichž existovalo na základě CFD simulace vývoje teplot a vizuální prohlídce objektu podezření o jejich poklesu v důsledku působení vysokých teplot.

ŽB konstrukce byly otestovány jednak in-situ informativní tvrdoměrnou zkouškou Schmidovým kladívkem a dále destruktivně laboratorní zkouškou tlakové pevnosti na odebraných vývrtech ze stropní desky a stěn. Reziduální mez kluzu ocelových konstrukcí byla otestována na odebraných vzorcích tahovou zkouškou.

Výsledky tvrdoměrné zkoušky ukázaly na lokální poklesy pevnosti betonu v povrchových vrstvách úměrně vzdálenosti zkoušeného místa od hořáků a tedy míst s výskytem nejvyšších teplot. Výsledky destruktivní tlakové zkoušky (viz Obr. 7) víceméně kopírovaly trend tvrdoměrných zkoušek, zároveň však vliv poklesu pevnosti v důsledku poškození vysokými teplotami byl méně výrazný kvůli „zprůměrování“ nepoškozeným betonem. Výsledné pevnosti betonu kolísaly v rozptylu 10-30 % vůči referenčním pevnostem, zároveň však nejnižší hodnoty podkročily charakteristickou pevnost předepsanou projektem jen o jednotky procent.

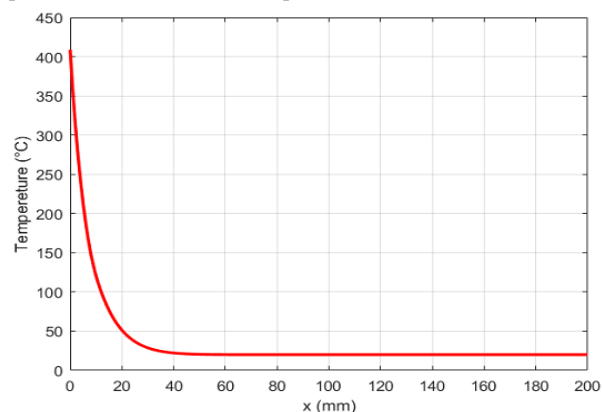


Obrázek 7: Destruktivní zkouška tlaková pevnosti betonového vývrtu odebraného ze stěny OD (Procházka a kol., 2019).

Provedené tahové zkoušky oceli odebrané z IPE nosníků zastropení 1.NP ukázaly mírné poklesy meze kluzu zkušebních tělísek vůči referenčním výsledkům, zároveň se ale všechny platné výsledky pohybovaly poměrně vysoko nad charakteristickou mezí kluzu předepsanou projektem.

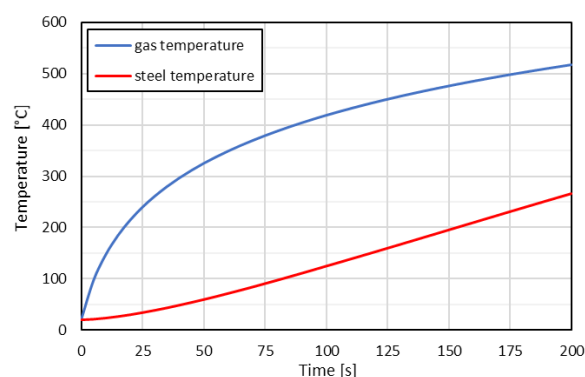
3.4. Teplotní analýza

Na základě provedené CFD simulace byly sestaveny křivky povrchových teplot ŽB konstrukcí v závislosti na čase, které byly použity jako vstupní parametr do výpočtu vedení tepla ŽB desky a stěn (výpočet proveden v programu TempAnalysis (Štefan, 2009)). Na Obr. 8 je uveden vypočtený teplotní profil obvodové stěny 1.NP v rohové části garáže v místě největší koncentrace vysokých teplot. Z něj je patrné, že povrch stěny vykazuje maximální teplotu cca 400 °C. Za předpokladu, že k poklesu pevnosti betonu dochází po překročení 100 °C lze konstatovat, že u dané stěny je teplotně poškozena pouze povrchová vrstva o tloušťce přibližně 10 mm.



Obrázek 8: Teplotní profil nejvíce zahříváné stěny v garáži 1.NP (Procházka a kol., 2019).

Na základě vývoje teploty plynů získaných z CFD simulace v pohledu pravého traktu 1.NP byl dále v prostředí MS Excel přírůstkovou metodou vypočítán vývoj teploty ocelových prvků. Lze konstatovat, že v maximálním čase požární zkoušky je teplota rovna cca 250 °C. Graf vývoje teploty plynu a ocelových nosníků v daném prostoru je uveden na Obr. 9.



Obrázek 9: Vývoj teplot plynu a oceli v nevětraném podhledu 1.NP – pravý trakt (Procházka a kol., 2019).

4. VYHODNOCENÍ DIAGNOSTIKY

Na základě provedené podrobné prohlídky objektu, CFD simulaci, materiálových zkoušek a teoretických výpočtů je možné konstatovat, že nosné konstrukce OD jsou působením vysokých teplot poškozeny jen lokálně a do poměrně malého rozsahu. Poklesy pevností betonu i meze kluzu oceli byly zaznamenány v rozsahu cca 10-30 % v porovnání s referenčními hodnotami, zároveň jsou však tyto jen o jednotky procent pod charakteristickými pevnostmi obou materiálů předepsaných v prováděcí projektové dokumentaci. Pokles únosnosti konstrukčních prvků se proto očekává pouze minimální. Vzhledem k vysokým rezervám v únosnosti a aktuální úrovni zatížení konstrukcí proto není třeba žádných konstrukčních úprav či zesílení.

Betonářská výztuž v ŽB konstrukcích se předpokládá nepoškozená. Na žádném místě není výztuž odhalena a tudíž přímo vystavena působení vysokých teplot. Dle provedené teplotní analýzy jednotlivých ŽB prvků bylo také zjištěno, že teplota v hloubce uložení výztuže nepřesahuje 100 °C a tudíž její pevnost (resp. mez kluzu) není redukována ani v „horkém“ ani v reziduálním stavu.

Výsledkem provedené diagnostiky jsou tak pouze dvě doporučení na konstrukční (resp. stavební) úpravy. Prvním z nich je doporučení na doplnění ocelového nosníku IPE 180 do stropu v pravém traktu 1.NP, čímž by došlo ke zdvojení nosníku, který přenáší zatížení od výměny lemující otvor pro točité schodiště. Tento otvor byl do stropní konstrukce doděláván dodatečně a přetížení zmíněného nosníku nebylo adekvátně reflektováno. Zároveň se tento nosník při plném požadovaném užitém zatížení pohybuje na hranici únosnosti. Zmíněnou úpravou by jeho únosnost byla zdvojnásobena a stala se tudíž vyhovující.

Druhou úpravou je doporučení na opravu hydroizolace podlahy v pravém traktu 1.NP. Ukázalo se, že v rámci požární zkoušky se na podlaze příslušného podlaží vyskytuje po zásahu hasičů velké množství vody, které zřejmě poškozenou hydroizolaci prosakuje do stropní desky 1.PP a dále nadměrně širokými trhlinami, jak bylo dokumentováno na Obr. 4. To má obecně negativní vliv na trvanlivost konstrukce, neboť může způsobovat korozi ohybové výztuže.

Závěrem statického posudku bylo také konstatováno, že pro zajištění maximální trvanlivosti konstrukcí a minimalizaci případných konstrukčních poškození plynoucích z provozu OD je jednoznačně žádoucí, aby veškeré konstrukce vystavené působení vysokých teplot byly opatřeny ochrannými šablonami s provětrávanou mezerou. Toto opatření se týká především doposud neprovětrávaného podhledu v pravém traktu 1.NP.

5. ZÁVĚR

Předmětem článku bylo popsání provedeného statického posudku nosných konstrukcí „ohňového domu“, jež je v rámci svého provozu opakovaně vystavován působení vysokých teplot. Jelikož se jedná o vysoce odbornou a komplexní problematiku, při zpracování posudku bylo zapotřebí provést postupně vizuální prohlídku místa, zadání odběru vzorků, simulaci vývoje teplot, materiálové zkoušky a jejich vyhodnocení, výpočet reziduální únosnosti konstrukcí a závěrečná doporučení. Přestože se nejednalo o evidentně významně poškozenou konstrukci se statickými poruchami, spolupráce na vypracování posudku byla pro autora extrémně zajímavá a přínosná, především kvůli možnosti aplikace znalostí a dovedností získaných během doktorského studia.

PODĚKOVÁNÍ

Tento článek byl vytvořen v rámci finanční podpory Studentské grantové soutěže ČVUT, č. projektu SGS20/041/OHK1/1T/11. Dále by autor rád poděkoval svým školitelům a kolegovi Ing. Martinu Benýškovi za spolupráci na vypracování tohoto posudku.

Reference

- Procházka, J., Müller, P. & Benýšek, M. *Znalecký posudek nosných konstrukcí „ohňového domu“* (2019), Praha.
- Concrete Society. *Assessment, design and repair of fire-damaged concrete structures* (2008), Camberley.
- Štefan, R., Procházka, J. *TempAnalysis* (MKP program pro výpočet vedení tepla v betonových konstrukcích) (2009), Praha.
- ČSN EN 1991-1-2. *Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru* (2004), Český normalizační institut, Praha.
- Benýšek, M. *Různé přístupy k modelování požáru pro posouzení požární odolnosti konstrukcí* (2019). In 8th PhD Workshop of the Department of Concrete and Masonry Structures, Praha.
- Horová, K., Wald, F. *Tepelná a mechanická zatížení konstrukcí při požáru* (2012). Dostupné online: <https://www.tzb-info.cz/pozarni-bezpecnost-staveb/8853-tepeln-a-mechanicka-zatizeni-konstrukci-pri-pozaru>.

CHARAKTERISTIKA FILERŮ A JEJICH POUŽITÍ DO BETONU

Luboš Musil, *

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

ABSTRAKT

Článek popisuje jednotlivé druhy filerů vzniklé z přírodního kamene. Filery dělí dle druhu horniny a způsobu zpracování. Podrobně zkoumá například chemické složení (EDS), pucolánovou aktivitu (Chapelleho test), velikost a tvar zrn (SEM). V článku jsou porovnány vlastní výsledky filerů a jejich vliv na betonový kompozit s celosvětovým výzkumem. Studie byla zaměřena především na žulový filer, který není v současné době tolik prozkoumán. Dle vlastního výzkumu a porovnání je žulový filer jednou z nejlepších přísad tohoto druhu z hlediska čerstvého i ztvrdlého cementového kompozitu. Výzkum zároveň ukazuje možnou aktivaci žulového fileru (přibližně o 50%) pro ještě vhodnější použití do betonu. Cílem článku je lépe zařadit vzniklé filery, maximalizovat jejich využití a navrhnout efektivní směs cementových kompozit.

KLÍČOVÁ SLOVA

Přírodní filler • Beton • Žulový filler • Charakteristika filleru

ABSTRACT

The article describes individual types of fillers made of natural stone. Fillers are divided according to the type of rock and the processing method. It examines in detail, for example, the chemical composition (EDS), pozzolanic activity (Chapelle test), size and shape of grains (SEM). The article compares the actual results of fillers and their influence on concrete composites with worldwide research. The study focused mainly on granite filler, which is not currently so much explored. According to our own research and comparison, granite filler is one of the best admixtures of this kind in terms of fresh and hardened cement composite. Research also shows the possible activation of granite filler (approximately 50%) for even more suitable use in concrete. The aim of the article is to better classify the resulting fillers, maximize their use and design an effective mixture of cement composites.

KEYWORDS

Natural Filler • Concrete • Granite Filler • Characteristics of Filler

1. ÚVOD

V dnešní době je zkoumáno mnoho druhů filerů. Základním důvodem je úspora cementu v kompozitech. Snižuje se tak cena i energetická náročnost výroby betonu. Mnohé filery jsou zároveň druhotnou nebo odpadní surovinou a jejich zpracováním zaniká problém se skládkováním. Obecně jsou filery používány do cementových kompozit jako inertní přísady. Uvažuje se, že jsou chemicky neaktivní a do betonu se přidávají především za účelem zlepšení zpracovatelnosti, zvýšení podílu jemné cementové matrice, změny barvy kompozitu, atd. [1]. Dle výzkumů mohou mít pozitivní dopad i na další vlastnosti ztvrdlých kompozit. Například nejen na propustnost a pórovitost, ale i na pevnostní charakteristiky. Výsledné charakteristiky kompozit jsou velice závislé na použitém fileru. Je mnoho výzkumů zdánlivě stejných filerů, které se vzájemně vyvracejí. Proto je důležitou součástí výzkumu (návrhu kompozit) podrobná charakteristika fileru. Nejen tedy základní vlastnosti (objemová hmotnost, zrnitost, obsah chloridů, síranů, čistota fileru) jak požaduje například norma ČSN EN 12620+A1 [2], ale také podrobné chemické složení (případně mineralogické složení), tvar zrn, měrný povrch, atd. Základní rozdělení filerů je dle původu materiálu. Mohou to být uměle vyrobené materiály (cihelný, keramický střepek, betonové recykláty [3]) nebo přírodní suroviny. V tomto článku jsou popsány filery vzniklé z přírodních surovin – hornin. Filery můžeme dělit dle jednotlivých hornin, což má podstatný vliv na jejich charakteristiku. Kromě nejdůležitějšího rozdílu, chemického složení, má druh horniny také zásadní vliv na lom a štěpnost materiálu a tím pádem i na tvar jednotlivých zrn. Samostatný vznik fileru lze také rozdělit do základních skupin. Primární vznik, kdy je filer požadovaným produktem a vyrábí se mikromletím. Sekundárně, kdy filer vzniká jako druhotná (odpadní) surovina. Sekundárně vzniklý filer lze rozdělit například dle způsobu zpracování horniny. Horninu můžeme drtit na kamenivo a vznikají tzv. odpašky. Dále lze horninu zpracovávat a upravovat pod vodou například na dekorativní kamen. Při tomto procesu vzniká kal, obsahující filer a je ho nutné vysušit. Z tohoto rozdělení je patrné, že existuje velké množství filerů. Každý má specifické charakteristiky a tudíž jiný vliv v cementových kompozitech.

* Školitel: doc. Ing. Jan Vodička, CSc.

Zřejmě nejvíce fileru vzniká při opracování horniny na deko- rační kámen. Dle některých výzkumů je z vytěžených horniny až 58% odpadem, z čehož 18% tvoří odpad (kal) vzniklý při leš- tění [4]. Jiné výzkumy ukazují, že vznik kalu při řezání bloků je v rozmezí 20 – 30 % horniny [5]. Tyto hodnoty jsou velmi individuální, jelikož závisí na způsobu těžby horniny a výsled- ném produktu. Zároveň z daných hodnot vyplývá, že při těžbě a úpravě bloků na deko- rační kámen vzniká značné množství odpadních surovin, které jsou z velké části tvořeny filerem. S tímto problémem souvisí i skládkování vzniklých odpadů. Z důvodů velkého vzniku odpadních surovin a problémem s jejich skládkováním je vhodné tyto suroviny využít jako zdroj druhotného materiálu – v tomto případě fileru do cemen- tových kompozit. Pro optimální návrh kompozitu je ale důle- žité znát vlastnosti fileru, které mohou být velice odlišné. Člá- nek proto upozorňuje na podrobnější rozdělní a charakteristiku filerů (například než udává norma ČSN), což má podstatný vliv na použití do cementových kompozit.

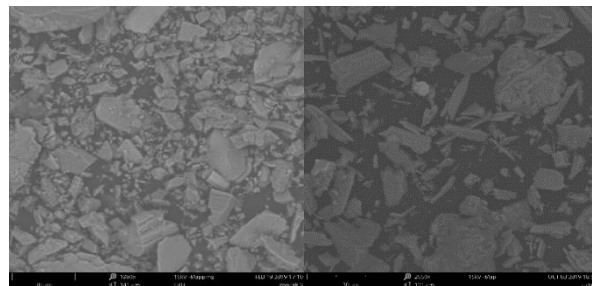
V článku jsou porovnány nejprve filery ze základních hornin. Jelikož může vznikat velmi mnoho druhů filerů, podrobněji se zaměřuje článek pouze na žulový kal vzniklý při mokřem opra- cování kamene (řezání, broušení, leštění). Tento materiál byl vybrán, jelikož není podrobněji zkoumán jako ostatní filery na- příklad z mramoru nebo vápence. Základní výzkumy žulového prachu na vliv cementových kompozit, které byly provedeny, jsou často ve vzájemném rozporu. Článek proto upozorňuje na podrobnější rozdělní a charakteristiku filerů, což má podstatný vliv na cementový kompozit.

2. METODY

Mezi zkoumané materiály byl zařazen žulový a mramorový filer, jelikož jsou to nejčastější horniny používané jako deko- rační kámen, u kterého vzniká velké množství odpadu při opra- cování. Dále byla porovnávaná vápencová moučka, která je nejčastěji využívaná do samozhutnitelných betonů. Ostatní filery byly zvoleny s ohledem na těžbu kameniva v České republice – rula, amfibolit. Podrobněji je zkoumán žulový prach, u kterého bylo provedeno více vlastních výzkumů. Výsledky byly porovnány s českým, ale i celosvětovým výzkumem.

Mezi základní vlastnosti fileru patří granulometrie. Nejprve proběhla zkouška měrné hmotnosti pomocí pyknonetru. V zá- vislosti na této hodnotě byl určen měrný povrch. Samostatná zkouška měrného povrchu proběhla permeabilní metodou po- mocí Blainova přístroje. Dále byla zkoumaná velikost a distri- buce částic. U vlastního výzkumu byly výsledky odečteny z křivky zrnitosti. Křivka zrnitosti je většinou měřena na pro- sévacích sítích. Dle evropských norem by měla být zkouška zrnitosti fileru jako kameniva proséváním proudem vzduchu (ČSN EN 933-10) [2]. Ideálním řešením stanovení křivky zr- nitosti, jak bylo zde provedeno u žulového prachu, je metoda laserovou difrakcí, která dává přesnější a podrobnější hodnoty. Lze navíc určit základní statistické údaje jako je modus, me- dian, aritmetický průměr zrna nebo směrodatná odchylka. Vět- šina dohledaných výzkumů ale uvádí pouze maximální nebo průměrné zrna kameniva. Poslední, ale neméně důležitou vlastností je tvar zrn. Tato zkouška se také často neprovádí. Tvar zrn fileru má podstatný vliv především na čerstvou směs

(reologii, zpracování) i na zatvrdlý kompozit. Zkoušky probí- haly pomocí softwaru na snímcích pořízených elektronovým mikroskopem (Obrázek 1). V článku je pomocí softwaru zkou- mán prach ze žuly a amfibolitu. Zkoušky proběhly na více než 10 vzorcích a vždy byl uveden počet zkoumaných částic. Byl měřen ekvivalentní průměr zrna, poměr stran, kruhovitost.



Obrázek 1: SEM žulový prach (vlevo), amfibolitový prach (vpravo)

Klíčový rozdíl při použití fileru do cementových kompozit je jejich chemické složení a reaktivita při tvrdnutí kompozita. Proto byla provedena na vzorcích plošná EDS (Energy Dis- persive Spectroscopy) analýza. Bylo zkoušeno více vzorků žuly a vzorek amfibolitu. Výsledky byly porovnány s ostat- ními výzkumy, tudíž je vidět rozsah možného chemického slo- žení jedné horniny v různých lomech. Jelikož bylo zkoumáno více vzorků žuly z jednoho lomu a současně z více míst od- běru, je vidět, jak se mění chemické složení i v rámci jednoho lomu. Pro ukázání chemické aktivity fileru v cementovém kompozitu byla provedena zkouška pucolánové aktivity. Tato zkouška je obvyklá pro chemicky aktivní příměsi do betonu, jako je popílek, metakaolin, mikrosilika aj. Jelikož je filer uva- žován pouze jako inertní materiál, tato zkouška (především přímá pucolánová aktivita) se u něj běžně neprovádí. Pro po- rovnání jednotlivých filerů je vhodné zkoušku do výzkumu za- řadit. Existuje několik druhů zkoušek přímé pucolánové akti- vity. Zde byl použit modifikovaný Chapelleho test. Metoda je založena na schopnosti pucolánu slučovat se s CaO. Výsledek Chapelleho testu je vyjádřen jako množství Ca(OH)₂ v mg vá- zaného na 1 g pucolánu. Materiál je považován za pucolánově aktivní, pokud je výsledek testu nejméně 650 mg Ca(OH)₂ g⁻¹ [3],[6]. Zkoušky byly provedeny na odprašcích z lomu České republiky (amfibolit), žulovém kalu a jeho tepelnou úpravou při 800°C s výdrží 2 hodiny. U mramoru a vápence nemá tato zkouška smysl, jelikož neobsahují SiO₂.

3. VÝSLEDKY

Byly provedeny vlastní zkoušky, které byly částečně porov- nány s ostatními výzkumy. Mezi prvními charakteristikami je měrný povrch. Ten lze současně porovnat s hodnotou cementu, která je přibližně známá nebo zapsaná v technickém listě. Zá- roveň nám toto porovnání naznačuje vhodnost použití fileru. Dle výzkumů se nejčastěji pohybuje měrný povrch filerů v roz- mezi 300 - 450 m²kg⁻¹. Objevují se i menší hodnoty okolo 240 m²kg⁻¹ [4], [8], [14], kde jsou častěji filery z mramorů a vá- penců. Dle vlastního výzkumu je měrný povrch žulového pra- chu 437 m²kg⁻¹.

Mezi dalšími charakteristikami je křivka zrnitosti, respektive maximálního zrna fileru. Některé literatury uvádí pouze maximální zrna (průchod sítem). Tyto hodnoty jsou nejčastěji uváděny jako 0,125 mm; 0,100 mm; 0,075 mm; 0,063 mm; 0,060 mm. Jiné uvádějí průměrné zrna kameniva. Nejvhodnější vyjádření je pomocí křivky zrnitosti nebo distribuce velikosti částic, které je vyjádřeno číselně (např. D10, D25, D50, D75, D90). V dohledaných článcích se udávají především hodnoty D10, D50 a D90 (viz Tabulka 1).

Tabulka 1: Distribuce velikosti částic v μm

filer	Citace	D10	D25	D50	D75	D90
žula		1.90	5.00	13.20	28.83	51.95
žula	[7]			18.64		
žula	[8]			11.40		50.00
žula	[9]	1.55		13.05		55.46
žula ^a	[9]	0.84		3.48		13.34
žula	[10]	3.70		21.40		67.00
rula	[11]	3.46		22.83		86.67
rula	[11]	2.86		18.90		66.81
amfibolit ^b	[12]	5.66		54.45		204.69
vápenec ^b	[12]	3.44		43.25		147.62
mramor ^b	[13]	2.30		33.00		350.00

^a filer byl upraven mikromletím

^b hodnoty byly odečteny z grafu

Další zkoumanou vlastností je tvar zrn. Dle SEM obrázků z dostupné literatury [15] jsou zrna žulového, mramorového, vápencového a rulového fileru podobná, což také dokazují hodnoty poměru stran (aspect ratio) z článku [15]. Ve vlastním výzkumu (Tabulka 2) byl porovnán žulový prach a amfibolit. Velký rozdíl je vidět již na první pohled z obrázků SEM (Obrázek 1). Z obrázku je jasné vidět, že převážná většina zrn amfibolitu jsou jehličkovitá. Horší kvalitu zrn potvrzuje kruhovitost s hodnotou 0.527, která je nižší než u žulového prachu.

Tabulka 4: Chemické složení filerů

filer	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	Na ₂ O	K ₂ O	CaO	MgO	LOI
Žula ^a	48.6-62.9	14.1-14.6	6.3-8.0	3.0-4.2	8.0-9.8	2.6-4.5	3.5-5.9	
Žula ^b [4],[16]	53.2-94.2	1.3-14.1	0.4-12.3	1.2-3.6	0.1-0.2	1.0-9.1	1.7-8.3	0.3-5.0
Žula ^c	(~ 60)	(~ 14.0)	-	(~ 3)	-	-	(~ 2)	-
Amfibolit	44.82	14.51	13.46	0	0.49	6.38	20.33	
Rula [15]	70.13	15.95	0.9	0	6.22	1.12	0.69	2.77
Mramor ^b	0.2 - 14.8	0.1 - 21.9	0.1 - 36.8	0.0 - 9.3	0.1 - 0.2	6.0 - 83.2	0.4 - 9.3	2.5 - 46.0
[4], [13], [16]								
Mramor ^c	(< 1.5)	(<1.0)	(<0.5)	(<1.0)	(<0.1)	(~ 50.0)	(<0.7)	(~ 43.0)
Vápenec ^b	0.0-3.3	0.3-0.8	0.0-0.6	0	0	42.6 - 92.9	0.0 - 9.6	1.2 - 43.7
[4], [16], [17]								
Vápenec ^c	(~ 0.10)	(~ 0.30)	-	(< 0.0)	(< 0.0)	(~ 50.0)	(~ 1.0)	(~ 43.0)

^a rozsah chemického složení v jednom lomu

^b rozsah chemického složení z více lomů

^c běžné (nejčastější) hodnoty

Kruhovitost může nabývat hodnot od 0 do 1, přičemž dokonalý kruhový tvar bude mít hodnota 1 a dlouhé, protáhlé tvary budou mít hodnoty blízké 0.

Tabulka 2: Tvar zrn

	žula	amfibolit	
Množství částic	73	106	ks
Ekvivalentní průměr	28,0	23,3	μm
Poměr stran	0,623	0,533	-
kruhovitost	0,641	0,527	-

Podstatný vliv na reakci fileru v cementovém kompozitu má chemické složení. V tabulce 4 je vidět, že velký rozdíl chemického složení je nejen mezi druhy filerů, ale i stejného fileru v jiném lomu. Rozdíl lze pozorovat dokonce v řádku 1 (Tabulky 4), kde jsou všechny vzorky z jednoho lomu.

S chemickým složením souvisí reaktivita fileru. Jak již bylo zmíněno v předchozích odstavcích, přímá pucolánová metoda se běžně na fileru neprovádí. Proto jsou porovnány pouze vzorky z vlastního výzkumu. Pomocí modifikovaného Chapelleho testu bylo prokázáno (Tabulka 3), že ačkoliv obsahují žula a amfibolit velké množství křemíku, nejsou příliš reaktivní a nespĺňují podmínky normy. Žulový prach je reaktivní více než amfibol a modifikací (zahřátím) je možné jeho reaktivitu navýšit přibližně o 50%. Přesto však nespĺňuje podmínky normy 650 mg Ca(OH)₂ g⁻¹.

Tabulka 3: Chapelleho test

vzorek	mg Ca(OH) ₂ g ⁻¹
žula	345-374
modifikovaná žula	535
amfibolit	75-150

4. DISKUZE

Nejdůležitější vlastností charakterizující filer je velikost zrn. Všechna zrna jsou menší než 0,125 mm jak ve vlastním výzkumu, tak i v dohledané literatuře kromě amfibolitu. Žulový prach měl téměř vždy 90% zrn menších než cca 55 μm , s výjimkou upraveného kalu mikromletím (13,34 μm). Filery z ruly a amfibolitu (vzniklé při drcení horniny), měly zrna větší. Výrazně větší zrna u amfibolitu jsou dána možná jejich tvarem, kdy jehlicovitá zrna dobře nepropadnou oky síta. Pozitivní vliv velikosti fileru je uveden v článku [9], kdy kompozity (malty) s menšími zrny fileru měly vyšší pevnost než kompozity s většími zrny. Jelikož byla přímá zkouška pucolanity negativní, je lepší pevnostní charakteristika způsobena spíše hutnější strukturou kompozita. Tyto výsledky rovněž potvrzuje článek [17], kde s větší objemovou hmotností kompozita roste i pevnost. Vhodným doplněním velikosti zrn je měrný povrch, který není často zkoumán. Z výsledků vyplývá, že filery mají většinou podobný měrný povrch jako cement, což ukazuje na vhodné použití filleru do cementových kompozit. Mramorové a vápencové filery mohou mít dle literatury [4], [8], [16] menší měrný povrch (zhruba 240 $\text{m}^2 \text{kg}^{-1}$) než žulový prach. Všechny zkoumané a porovnávané filery kromě amfibolitu měly podobný tvar zrn (poměr stran, kruhovitosť). Výjimkou byl amfibolit, který měl nižší kruhovitosť než žulový prach. Z těchto důvodů není vhodný do cementových kompozit, jelikož může zhoršovat jejich reologické vlastnosti.

U chemického složení (Tabulka 4) lze vidět podstatné rozdíly nejen mezi druhy fileru, ale i v rámci jednoho fileru. Vliv na tuto charakteristiku má lokalita lomu a homogenita horniny. Dokonce i v jednom lomu může být v průběhu těžby změna chemického složení. V tabulce byly běžné hodnoty chemického složení, které se vyskytuje nejčastěji, napsány do závorky. Filer ze žuly, ruly a amfibolitu byly převážně tvořené oxidem křemíku (SiO_2) a oxidem hliníku (Al_2O_3). Naopak filery z mramoru a vápence obsahovaly přibližně 50 % oxidu vápnicku (CaO) a velkou část tvoří ztráta žiháním (LOI). U žulového prachu a amfibolitu byla měřena přímá pucolánová aktivita, jelikož obsahují velké množství křemíku. Výsledky potvrdily, že nedochází k dostatečné aktivitě dle normy (650 $\text{mg Ca(OH)}_2 \text{g}^{-1}$) a tudíž se z větší části nejedná o amorfní křemík. Žulový prach má výrazně lepší hodnoty než amfibolit a tepelnou úpravou se dá pucolánová aktivita přibližně o 50 % navýšit na 535 $\text{mg Ca(OH)}_2 \text{g}^{-1}$. Přesto však nesplňuje hodnotu normy. Z předchozích výzkumů naopak nepřímá zkouška pucolánové aktivity vyšla dle normy pozitivně a splňuje kritérium normy ČSN EN 13263-1+A1 i ČSN EN 450-1 [18]. Jak již bylo zmíněno, nepřímá zkouška pucolanity (respektive pevnosti na maltových trámečcích) byla zapříčiněna nejspíše hutnější strukturou kompozita.

5. ZÁVĚR

Žulový prach vzniklý při úpravě kamene pod vodou má přibližně stejné velikosti zrn. Oproti porovnávaným filerům vzniklých drcením (rula, amfibolit) má zrna menší. Velikost zrn má vliv na pevnostní charakteristiky cementových kompozit. Důležitou zkouškou je měrný povrch, který není často

zkoušen. Měrný povrch filerů je podobný jako u cementu. Vápenice a mramory mohou mít měrný povrch menší. Zrna žulového, rulového, mramorového, vápencového fileru mají vhodnější použití do betonových kompozit než filer z amfibolitu, jehož zrna jsou převážně protažená a mají jehlicovitý tvar. Proto není z důvodů reologie amfibolit vhodný.

Chemické složení je rozdílné jak u filerů z více lomů, tak i v rámci jednoho lomu. Má podstatný vliv na reakce v betonu. U filerů z žuly, ruly, amfibolitu lze očekávat částečnou pucolánovou reakci, jelikož obsahují velké množství SiO_2 . Dle přímé zkoušky pucolánové aktivity nesplňuje žádný filer hodnoty pro pucolán. Žulový prach má větší pucolánovou aktivitu než amfibolit. Zároveň je možné žulový prach částečně aktivovat tepelnou úpravou. Nepřímá metoda zkoušení pucolánové reakce ukázala na pozitivní vliv žulového prachu na pevnostní charakteristiky cementových kompozit. Jelikož nevyhovuje přímá zkouška pucolánové aktivity, lepší pevnostní charakteristiky jsou dány spíše hutnější strukturou cementového kompozita. S ohledem na velikost zrn i bez úpravy (například mikromletím), možnou aktivaci a pozitivní výsledky nepřímé pucolánové aktivity se žulový prach jeví jako vhodnější přísada do cementových kompozit vůči porovnávaným filerům.

PODĚKOVÁNÍ

Príspevek vznikl za finanční podpory ČVUT v Praze v rámci projektu SGS20/109/OHK1/2T/11.

Reference

- [1] HELA R 2005 Technologie betonu I (Brno: Brno University of Technology)
- [2] ČSN EN 12620+A1: Aggregates for concrete, Czech Standards Institute 2008
- [3] Zaleska M, Pavlikova M, Pavlik Z, Jankovsky O, Pokorny J, Tydlit V, Svora P and Cerny R 2018 Constr Build Mater 160 pp 106-16
- [4] Rana A, Kalla P, Verma H K and Mohnot J K 2016 Journal of Cleaner Production 135 pp 312-31
- [5] Careddu N, Siotto G, Siotto R and Tilocca C 2013 Resour. Policy 38 (3) pp 258-65
- [6] NF P 18-513:2009 Pozzolanic Addition for Concrete - Metakaolin. Definitions, Specifications and Conformity Criteria. Annex A.
- [7] Zhang H, Ji T and Lin X 2019 Constr Build Mater 211 pp 688-02
- [8] Mashaly A O, Shalaby B N and Rashwan M A 2018 Constr Build Mater 169 pp 800-18
- [9] Ramos T, Matos A M, Schmidt B, Rio J and Sousa-Coutinho J 2013 Constr Build Mater 47 pp 1001-09
- [10] Li H, Huang F, Cheng G, Xie Y, Tan Y, Li L and Yi Z 2016 Constr Build Mater 109 pp 41-46
- [11] Hlavinková E., Potential replacement of blast furnace slag in blended portland cements, Brno 2012, Bachelor thesis, Brno University of Technology, thesis supervisor Fridrichová M
- [12] Gajdoš J., Self-compacting concrete SCC for monolithic construction, Brno 2015, thesis, Brno University of Technology, thesis supervisor Hela R

- [13] Nežerka V, Hrbek V, Prošek Z, Somr M, Tesárek P and Fládr J 2018 *Journal of Cleaner Production* 195 pp 1081-90
- [14] Sadek D M, El-Attar M M and Ali H A 2016 *Journal of Cleaner Production* 121 pp 19-32
- [15] Schankoski R A, Pilar R, De Matos P R, Prudêncio L R and Ferron R D 2019 *Constr Build Mater* 224 pp 659-70
- [16] Elyamany H E, Elmoaty A E M A and Mohamed B 2014 *Alexandria Engineering Journal* 53 pp 295-07
- [17] Vijayalakshmi M, Sekar A S S and Ganesh Prabhu G 2013 *Constr Build Mater* 46 pp 1-7
- [18] Musil, L., Základní vlastnosti žulového prachu a jeho vliv na pevnost betonu In: *Proceedings of the 8th PhD Workshop of the Department of Concrete and Masonry Structures*. Praha: CTU FCE. Department of Concrete and Masonry Structures, 2019. p. 97-101. ISBN 978-80-01-06574-7.

NUMERICKÁ ANALÝZA VÝVOJE TEPLoty V BETONOVÉM KONTEJNERU ÚLOŽIŠTĚ VYHOŘELÉHO JADERNÉHO PALIVA TYPU VVER-440

Karolina Nedomová, *

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

ABSTRAKT

Článek je zaměřen na numerickou analýzu vývoje teploty v betonovém kontejneru úložiště vyhořelého jaderného paliva typu VVER-440. Je popsána konstrukce kontejneru, jeho geometrie a materiálové řešení. Je uveden matematický model neustálého sdílení tepla formulovaný v polárních souřadnicích a jeho numerická aproximace pomocí metody konečných prvků. Model je implementován do výpočetního nástroje v programu Python. Výsledky numerické simulace jsou graficky prezentovány formou teplotních profilů v kontejneru v různých časech od uložení do hlubinného úložiště a formou grafů znázorňujících vývoj teploty v čase v různých oblastech kontejneru. Výsledky budou využity pro optimalizaci návrhu konstrukce kontejneru a pro simulování jeho dlouhodobého chování.

KLÍČOVÁ SLOVA

teplotní analýza • betonový kontejner • vyhořelé jaderné palivo

ABSTRACT

The paper is focused on a numerical analysis of a temperature evolution in a concrete cask for storage of VVER-440 type spent nuclear fuel. A design of the cask is described as well as its geometry and material solution. A mathematical model of transient heat transfer is formulated in polar coordinates and its finite element approximation is described. The model is implemented in a computational tool developed in Python programming language. The results of the numerical simulation are presented in the form of temperature profiles of the cask for different times from its deposition in the geological repository. Moreover, the evolution of the temperature at different positions within the cask are shown. The results will be utilized for optimization of the cask design and for the simulation of its long-term behaviour.

KEYWORDS

thermal analysis • concrete cask • spent nuclear fuel

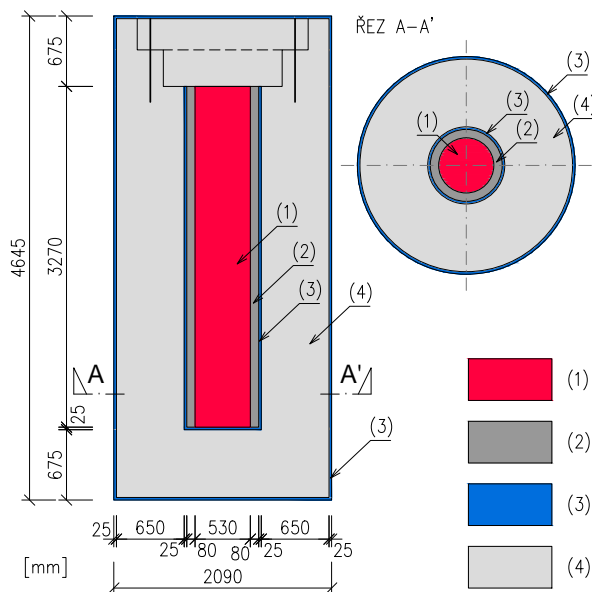
1. ÚVOD

Pro optimální návrh kontejneru úložiště vyhořelého jaderného paliva je nutné stanovit časový vývoj teploty v různých částech kontejneru. Jako zdroj tepla působí vyhořelé jaderné palivo, které ohřívá jak vlastní kontejner, tak přilehlý horninový masiv hlubinného úložiště. V tomto článku je analyzován jeden konkrétní typ betonového kontejneru navržený v rámci projektu TAČR *Vývoj spojovacích detailů pro betonové kontejnery úložišť vysokoaktivních odpadů a vyhořelého jaderného paliva a modelování jejich dlouhodobého chování* (projekt TJ04000186).

* Školitel: Ing. Radek Štefan, Ph.D.; Ing. Michal Beneš, Ph.D.

2. POPIS ŘEŠENÉHO KONTEJNERU

Analyzovaný betonový kontejner je zobrazen na Obrázku 1. Kontejner slouží pro dlouhodobé uložení vyhořelého jaderného paliva typu VVER-440 v hlubinném úložišti.



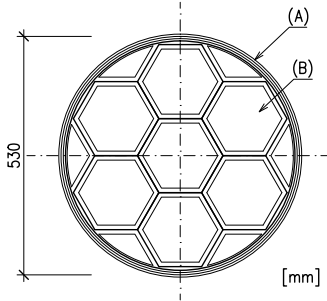
Obrázek 1: Konstrukce analyzovaného kontejneru. Legenda: (1) nerezové pouzdro s vyhořelým jaderným palivem typu VVER-440, (2) betonová zálivka, (3) ocel, (4) beton tlumící zóny. Zdroj: nakresleno podle návrhu Dr. Khmurovské.

Pro účely teplotní analýzy je nutné definovat teplotní vlastnosti uvažovaných materiálů, tedy objemovou tepelnou kapacitu c [$\text{J m}^{-3} \text{K}^{-1}$] (jedná se o součin objemové hmotnosti ρ [kg m^{-3}] a měrné tepelné kapacity c_p [$\text{J kg}^{-1} \text{K}^{-1}$]) a součinitel tepelné vodivosti λ [$\text{W m}^{-1} \text{K}^{-1}$]. Vlastnosti materiálů analyzovaného kontejneru (Obrázek 1) a přilehlého horninového masivu hlubinného úložiště budou v rámci tohoto článku uvažovány dle Tabulky 1. V průběhu řešení předmětného projektu budou tyto vlastnosti dále upravovány.

Pouzdro s vyhořelým jaderným palivem obsahuje celkem sedm palivových souborů, viz Obrázek 2. Dle (Kobyłka 2019, s. 27) obsahuje každý palivový soubor průměrně 122 kg uranu (kgU) se středním vyhořením 50 MWd/kgU.

Tabulka 1: Materiálové vlastnosti. Zdroj: (Weetjens 2009, Tab. 2), (EN 1994-1-2 2005).

Materiál	c [$\text{J m}^{-3} \text{K}^{-1}$]	λ [$\text{W m}^{-1} \text{K}^{-1}$]
Pouzdro s palivem	7850×500	40
Betonová zálivka	2400×880	1
Ocel	7850×600	45
Beton tlumící zóny	2.4×10^6	2
Horninový masiv	2.9×10^6	1.45



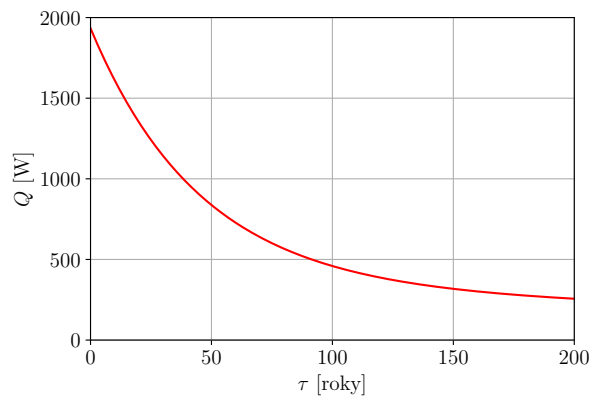
Obrázek 2: Řez pouzdrem s vyhořelým jaderným palivem. Legenda: (A) nerezový plech tl. 5 mm, (B) palivová kazeta typu VVER-440. Zdroj: nakresleno podle (Pospíšková et al. 2012, Obr. 5).

Celkový tepelný výkon Q [W] vyhořelého jaderného paliva v jednom pouzdru (7 palivových souborů) v závislosti na čase od vyvezení z aktivní zóny lze uvažovat jako (Kobylka 2019, s. 29–30)

$$Q = m \sum_{i=0}^3 A_i \exp(-B_i \tau), \quad (1)$$

kde m [tU] je hmotnost uranu v pouzdru přepočtená pro příslušné vyhoření (v našem případě $m = 0.864$ tU, viz (Kobylka 2019, s. 30)), τ [roky] je čas od vyvezení paliva z aktivní zóny a A_i a B_i jsou konstanty, které lze nalézt v (Kobylka 2019, Tab. 4).

Závislost popsáná vztahem (1) je znázorněná na Obrázku 3.



Obrázek 3: Tepelný výkon pouzdra s vyhořelým jaderným palivem typu VVER-440. Zdroj: sestrojeno podle výše uvedených vztahů, srov. (Kobylka 2019, Obr. 5).

Ve výpočtu budeme uvažovat, že kontejner s pouzdrem s vyhořelým jaderným palivem bude umístěn do hlubinného úložiště

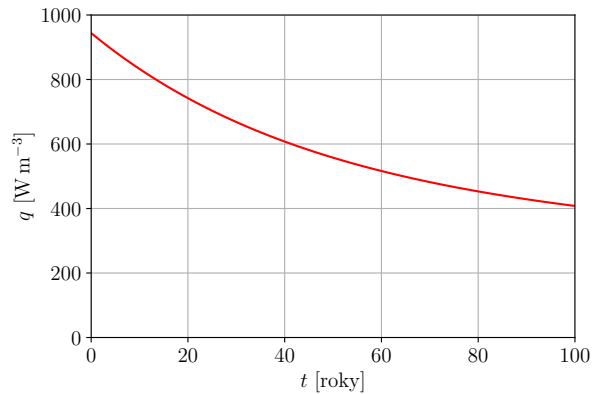
po 65 letech od vyvezení jaderného paliva z aktivní zóny, tj. v čase $\tau = 65$ let. Čas od umístění kontejneru do hlubinného úložiště budeme označovat jako t [roky], přičemž platí $\tau = t + 65$ let, viz (Kobylka 2019).

Pro výpočet je dále nutné stanovit měrný tepelný výkon vyhořelého jaderného paliva definovaný na 1 m^3 nerezového pouzdra s vyhořelým palivem v závislosti na čase od umístění kontejneru do hlubinného úložiště. Tento měrný výkon q [W m^{-3}] můžeme stanovit jako

$$q = \frac{Q(t + 65 \text{ let})}{V}, \quad (2)$$

kde Q [W] je celkový tepelný výkon pouzdra s vyhořelým jaderným palivem (viz vztah (1)), t [roky] je čas od umístění kontejneru do hlubinného úložiště a V [m^3] je objem pouzdra s vyhořelým jaderným palivem (v našem případě $V = 0.72 \text{ m}^3$, viz Obrázek 1).

Závislost popsáná vztahem (2) je znázorněná na Obrázku 4.



Obrázek 4: Měrný tepelný výkon pouzdra s vyhořelým jaderným palivem typu VVER-440. Zdroj: sestrojeno podle výše uvedených vztahů.

3. NUMERICKÁ ANALÝZA

Teplotní analýzu betonového kontejneru (Obrázek 1) a přilehlého horninového masivu provedeme zjednodušeně na úrovni vodorovného řezu kontejnerem. Úlohu uvažujeme jako rotačně symetrickou (včetně okrajových podmínek) a budeme ji tedy řešit jako jednorozměrný problém s neznámou teplotou T , viz Obrázek 5.

Matematický model úlohy je popsán rovnicí vedení tepla

$$rc(r) \frac{\partial T}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial r} \left(r\lambda(r) \frac{\partial T}{\partial r} \right) = rf(r, t) \quad (3)$$

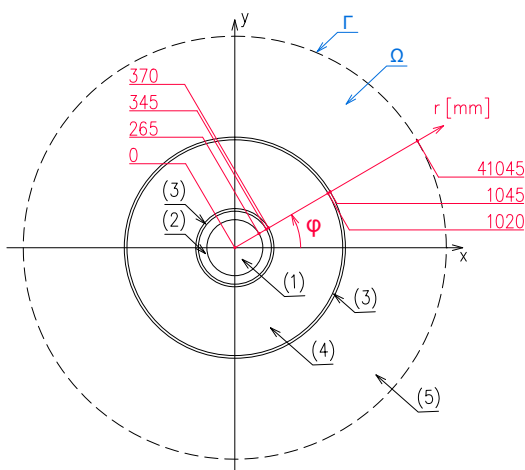
pro $t \in (0, t_f)$ a $r \in (0, R)$, doplněnou okrajovou podmínkou

$$\frac{\partial T}{\partial r}(0, t) = \frac{\partial T}{\partial r}(R, t) = 0 \quad \text{pro } t \in (0, t_f) \quad (4)$$

a počáteční podmínkou

$$T(r, 0) = T_0 \quad \text{pro } r \in (0, R). \quad (5)$$

V rovnicích (3)–(5) je r polohová souřadnice, t je čas, R je poloměr řešené oblasti, t_f je celkový čas, T je neznámá teplota jakožto funkce r a t , T_0 je počáteční teplota, c je objemová tepelná kapacita materiálu, λ je součinitel tepelné vodivosti materiálu a f je zdroj tepla.



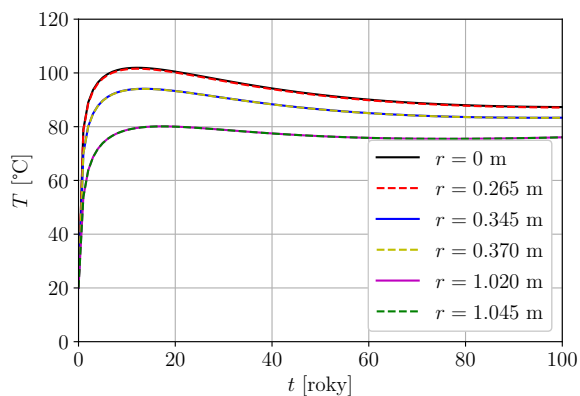
Obrázek 5: Geometrie řešené úlohy. Legenda: Ω – řešená oblast, Γ – hranice řešené oblasti, (1) pouzdro s palivem, (2) betonová zálivka, (3) ocel, (4) beton tlumící zóny, (5) horninový masív.

Pro numerické řešení matematického modelu popsaného rovnicemi (3)–(5) aplikujeme metodu konečných prvků. Výsledný algoritmus implementujeme do vlastního výpočetního nástroje vytvořeného v programovacím jazyce Python.

Geometrie řešené úlohy je patrná z Obrázku 5. Celkový poloměr řešené oblasti uvažujeme $R = 41.045$ m, což odpovídá součtu poloměru analyzovaného kontejneru (1.045 m) a uvažované tloušťky horninového masívu (40 m). Velikost konečných prvků uvažujeme v oblasti betonového kontejneru $\Delta r = 5$ mm, v oblasti horninového masívu $\Delta r = 500$ mm. Časový krok uvažujeme $\Delta t = 1$ rok, celkový čas $t_f = 100$ let. Počáteční teplota je nastavena jako $T_0 = 20$ °C. Materiálové vlastnosti v jednotlivých vrstvách řešené oblasti uvažujeme dle Tabulky 1. Tepelný zdroj v oblasti nerezového pouzdra s vyhořelým jaderným palivem je definován jako $f(t) = q(t)$, kde $q(t)$ uvažujeme dle Obrázku 4; v ostatních vrstvách řešené oblasti je $f = 0$.

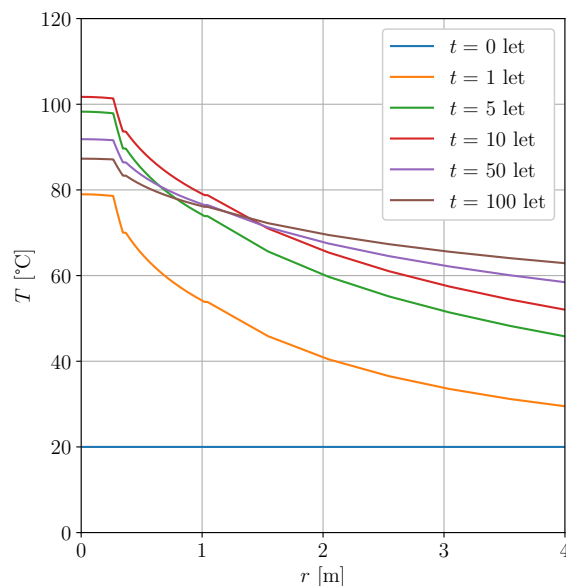
4. VÝSLEDKY A DISKUZE

Na Obrázku 6 jsou znázorněny výsledné časové vývoje teploty na rozhraních jednotlivých vrstev analyzovaného kontejneru.

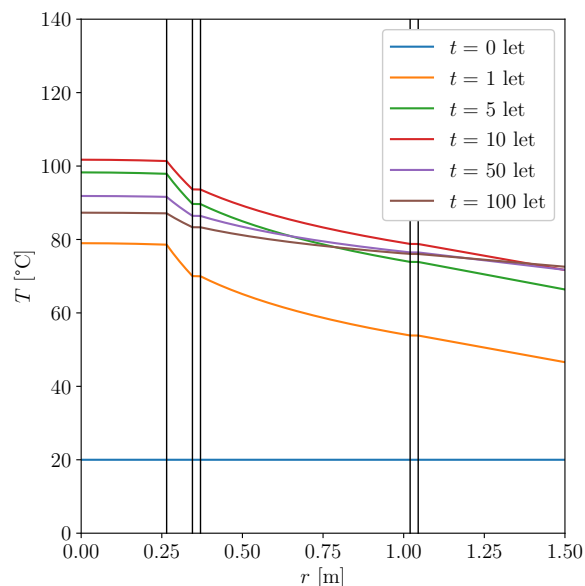


Obrázek 6: Časový vývoj teploty na rozhraních jednotlivých vrstev analyzovaného kontejneru.

Teplotní profily (závislosti teploty na polohové souřadnici r) v analyzovaném řezu jsou vykresleny na Obrázcích 7 a 8.



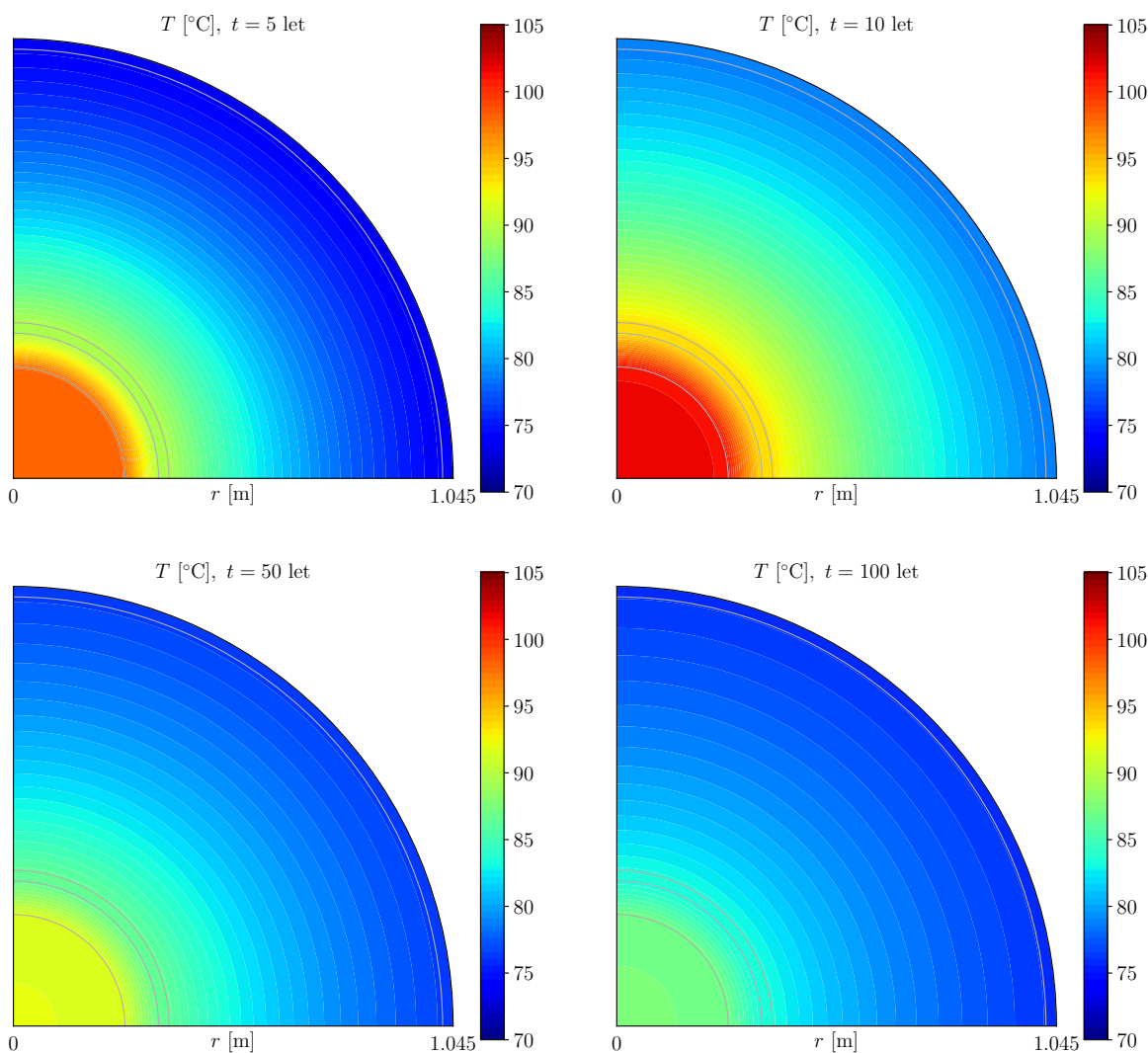
Obrázek 7: Teplotní profily v analyzovaném řezu pro různé časy od umístění kontejneru do hlubinného úložiště.



Obrázek 8: Teplotní profily v analyzovaném řezu pro různé časy od umístění kontejneru do hlubinného úložiště se zobrazením rozhraní jednotlivých vrstev.

Na Obrázku 9 jsou výsledné teploty zobrazeny pomocí barevné škály formou teplotních polí (izoploch) ve čtvrtině příčného řezu analyzovaného kontejneru pro různé časy od umístění kontejneru do hlubinného úložiště.

Z prezentovaných výsledků vyplývá, že maximální teplota, které bylo v analyzovaném kontejneru dosaženo, má hodnotu $T = 101.9$ °C. Této teploty bylo dosaženo v čase $t = 12$ let od umístění kontejneru do hlubinného úložiště.



Obrázek 9: Rozložení teploty v analyzovaném řezu betonového kontejneru pro různé časy od umístění kontejneru do hlubinného úložiště.

5. ZÁVĚR

V článku byla prezentována numerická analýza vývoje teploty v betonovém kontejneru úložiště vyhořelého jaderného paliva typu VV-ER-440. Matematický model sdílení tepla byl implementován do vlastního výpočetního nástroje sestaveného v programu Python. Vytvořený nástroj umožní snadno analyzovat obdobné případy s jinými vstupními parametry (typ paliva, geometrie kontejneru, použité materiály). V rámci řešeného grantového projektu budou dosažené výsledky dále využity pro optimalizaci návrhu konstrukce kontejneru a pro simulování jeho dlouhodobého chování.

PODĚKOVÁNÍ

Článek byl vypracován za podpory Technologické agentury České republiky, projekt č. TJ04000186, a Studentské grantové soutěže ČVUT, projekt č. SGS20/041/OHK1/1T/11.

Reference

- EN 1994-1-2 (2005), *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design*, CEN.
- Kobylka, D. (2019), *Optimalizace vzájemné vzdálenosti ÚOS. Technická zpráva číslo 135/2017*, SÚRAO.
- Pospíšková, I., Vokál, A., Fiedler, F., Prachař, I. & Kotnour, P. (2012), *Aktualizace referenčního projektu hlubinného úložiště radioaktivních odpadů v hypotetické lokalitě. Průvodní zpráva*, UJV Řež, a.s.
- Weetjens, E. (2009), *Update of the near field temperature evolution calculations for disposal of UNE-55, MOX-50 and vitrified HLW in a supercontainer-based geological repository. External Report SCK CEN-ER-86, 09/EWe/P-20*, SCK CEN.

VYSOKOHODNOTNÝ BETON A JEHO UPLATNĚNÍ ZA HRANICEMI STAVEBNICTVÍ: UHPC JAKO MATERIÁL PRO KORPUSY BICÍCH NÁSTROJŮ

Jan Prchal¹

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

ABSTRAKT

Článek je zaměřen na problematiku bicích nástrojů a materiálů používaných k jejich výrobě. První část článku je věnována základním poznatkům z oblasti historie a vývoje bicích nástrojů a základním akustickým principům bicích nástrojů. Těžištěm článku je kapitola věnovaná materiálu Ultra High Performance Concrete (UHPC) a jeho využití k výrobě korpusů bicích nástrojů. Podrobně je popsán návrh korpusu nástroje.

KLÍČOVÁ SLOVA

Bicí nástroje • Materiály • UHPC

ABSTRACT

This paper focuses on percussion instruments and materials for their making. Firstly, elementary facts of the history, acoustics of drums and development of percussion instruments are mentioned. The main part of the thesis is dedicated to Ultra High Performance Concrete as a possible material for making percussion instruments. Design of shell of the drum is discussed in detail.

KEYWORDS

Percussion • Instruments • Materials • UHPC

1. ÚVOD

Bicí nástroje jakožto jedny z nejstarších hudebních nástrojů vůbec prošly během své několikatisícileté existence bouřlivým vývojem. Během této doby bylo k výrobě bicích používáno nepřeberné množství materiálů a technologií, které se zásadním způsobem lišily v závislosti na geografické poloze, období vzniku, výrobních nákladech a v neposlední řadě i na samotném účelu využití daného nástroje. V článku je navázáno na již zpracované poznatky o využívání a výrobě bicích nástrojů.

Na základě vyrobených a běžně používaných exemplářů se lze domnívat, že jistou mezeru ve zvukové kvalitě nástrojů vyrobených s využitím konvenčních materiálů (dřevo, plast, ocel a další kovy) je možné vyplnit použitím materiálu na cementové bázi – UHPC. Text seznamuje s možnostmi, které pro

výrobu akustických nástrojů nabízí technologie a know-how ve 21. století. V článku, jenž se zdánlivě vzdaluje stavebnímu odvětví, je pojednáno o možnostech moderního materiálu UHPC coby materiálu pro výrobu korpusů pro akustické bicí nástroje. Snahou je ukázat aplikaci UHPC, která sahá o něco dál za hranice stavebnictví.

2. BICÍ NÁSTROJE: HISTORIE A ZÁKLADNÍ PRINCIPY

2.1. Stručný vývoj a popis bicích nástrojů²

Vznik prvních bubnů koresponduje s objevem blány jakožto prvku, který byl napnut na určitý předmět a který byl rozkmitán díky perkusivním impulsům. První primitivní blanozvučné nástroje vznikly tímto způsobem před několika tisíci lety. Bicí nástroje (a bubny především) se vyskytovaly téměř ve všech kulturách v různých podobách a modifikacích. Obvyklou funkcí bubnů jako rytmického instrumentu bylo rovněž šíření zpráv na velké vzdálenosti. V mnoha oblastech světa bubny navíc sloužily k četným posvátným a rituálním účelům a byly rovněž spojovány s magickými a nadpřirozenými silami. Bubny si zachovávají svou popularitu a jsou hojně využívány dodnes. Stále plní svou původní funkci a jsou součástí prakticky všech kultur, a až na naprosté výjimky se používají téměř ve všech hudebních žánrech.

Článek je zaměřen výhradně na blanozvučné bicí, jež jsou zpravidla součástí tzv. soupravy bicích nástrojů. Soupravu tvoří kombinace bubnů, činelů a případně dalších perkusivních nástrojů, které jsou v závislosti na účelu využití vhodně uspořádány. Mezi bubny používané v soupravě jsou řazeny především malý a velký buben a tom-tomy.

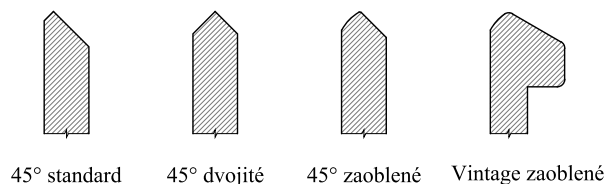
2.2. Konstrukce blanozvučných bicích nástrojů

Bubny (tj. blanozvučné bicí) obvykle tvoří korpus (též tělo či rám) válcového tvaru, na který jsou pomocí různorodých mechanismů upnuty dvě blány. Rozměry korpusu jsou určeny průměrem, výškou a tloušťkou stěny. Okraje korpusů (zvané úložné hrany, dosedové hrany) jsou upraveny pro kontakt s blánami tak, aby umožňovaly co možná nejdokonalější pře-

¹ Školitel: doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.

² Shrnuto na základě: Dean, M. (2012), The Drum: A History a Blades, J. et al. (2001), Drum. In: Grove Music Online.

nos vibrací z blány do korpusu. Jedná se o jednu z nejdůležitějších částí korpusu, jejíž přesnost, rovinnost a celková kvalita zpracování předurčuje zvukové vlastnosti bubnu jako celku. Lze se setkat s různými variacemi tvarů úložných hran (vizte Obrázek 1), které prošly dlouholetým vývojem a které jsou často charakteristické pro zvuk bubnu určitého období. Až na výjimky jsou na tělo bubnu montovány další komponenty. Montáž přináší zpravidla mechanické zásahy do korpusu, které ovlivňují zvukové vlastnosti nástroje.



Obrázek 1: Provedení úložných hran korpusů.

Rozhodujícími vlastnostmi materiálu určeného pro korpusy jsou hustota a modul pružnosti. Tyto veličiny společně ovlivňují rychlost šíření zvuku v materiálu. Spolu s rozměry (tloušťkou, výškou a průměrem) mají zásadní vliv na rezonanční vlastnosti korpusu. Obecně lze říci, že se zmenšující se tloušťkou korpusu se snižuje základní tón bubnu. Zvukovou charakteristiku dále různou měrou ovlivňuje celá řada činitelů. Jmenuji povrchovou úpravu (jež má funkci ochrannou³, estetickou i fyzikálně-akustickou), technologii výroby korpusu a v neposlední řadě velikost a množství otvorů sloužících buď pro kotvení mechanických součástí, nebo pro kompenzaci tlaku vzduchu uvnitř a vně korpusu.

2.3. Akustické principy bicích nástrojů⁴

Každý hudební nástroj jakožto přirozený zdroj hudebního signálu tvoří tři komponenty: 1. Budič (též excitátor, generátor, napáječ) – budící prvek; 2. Oscilátor – kmitající prvek; 3. Rezonátor – zesilující a vyzářující prvek.

Aplikujeme-li uvedené členění na blanozvučné bicí nástroje, pak lze za budící prvek označit paličku. Tzv. modulátorem oscilátoru je hráčova ruka. Oscilátor tvoří blána napnutá na korpusu nástroje. Rezonátor je tvořen vzdušnou dutinou s daným objemem, která je dle konstrukce nástroje zcela nebo částečně ohraničena. V závislosti na typu budícího prvku je určen charakter produkovaného tónu. Pro bicí nástroje je typický impulzní průběh buzení.

Membrána blanozvučných nástrojů představuje plošný (2D) oscilátor. Dvojrozměrnost je příčinou vzniku dvojího typu kmitání membrány, tj. módů radiálních a kruhových. Frekvence módů kmitání kruhové membrány nejsou vzájemně

v harmonických vztazích. Vyšší módy tedy nejsou celočíselnými násobky základního módu. Z toho důvodu je vjem výšky zvuku u velké části membranofonů velmi neurčitý.

3. NÁVRH MALÝCH BUBNŮ Z UHPC

Hlavním cílem práce je provést návrh malého bubnu běžně používaného v rámci soupravy bicích nástrojů, ale i samostatně. Důvodů, které vedly k upřednostnění právě tohoto nástroje před ostatními, je několik. „Tón“ (spíše řečeno zvuk) je více určitější výšky než například „tón“ velkého bubnu. Zvuk malého bubnu je fenoménem, vždy významným pro určitý materiál. Dalším důvodem je předpoklad, že u malého bubnu lze snáze ověřit navrhované konstrukční principy a postupy. Vhodnost plyne z optimálnější velikosti nástroje daného poměrem rozměrů coby průměr ku výšce a k předpokládané tloušťce korpusu. Vyzkoušený postup bude dále možno využít pro konstrukci dalších nástrojů soupravy.

Návrh a výroba korpusu nástroje z netradičního materiálu typu UHPC představuje komplexní úlohu zahrnující volbu rozměrů nástroje a korpusu, návrh směsi materiálu, návrh a přípravu bednění, vlastní betonáž a v neposlední řadě též kompletaci celého nástroje, přičemž se všechny tyto dílčí činnosti vzájemně ovlivňují.

3.1. Návrh rozměrů

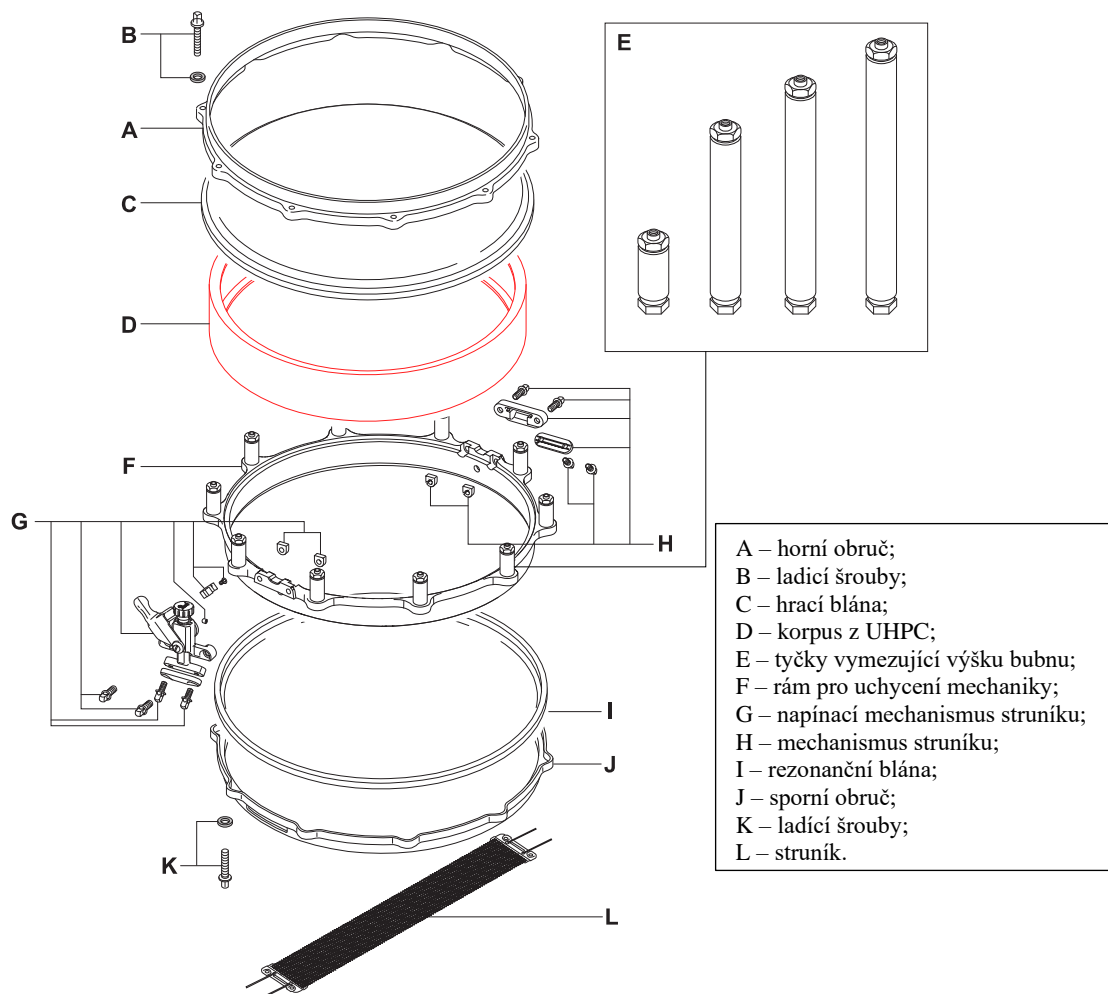
3.1.1. Průměr korpusu

Dimenze navrhovaného nástroje jsou do značné míry determinovány rozměry standardně vyráběných bubnů. Důvodem je určitá unifikace, jejíž hlavní předností je možnost použití vybavení a příslušenství z celého spektra již vyráběných komponentů (blány, obruče, strunění a nespočet dalšího příslušenství). Nejen z ryze pragmatických důvodů byl pro návrh zvolen buben průměru 14". Jedná se pravděpodobně o nejpoužívanější rozměr malého bubnu. S tím souvisí další důvod, kterým je množství existujících nástrojů tohoto rozměru, se kterými je možné výsledný produkt porovnat. Průměr bubnu ovlivňuje především výšku zvuku nástroje. Vedle průměru 14" jsou pro malé bubny běžné rozměry od 10" do 16".

V počáteční fázi celého procesu výroby je ověřována vhodnost UHPC pro zmiňovanou aplikaci. Tomuto dílčímu zámeru proto odpovídá složitost konstrukce nástroje a s tím související realizace. Snahou je zprvu co nejvíce zjednodušit postup výroby a minimalizovat dodatečné úpravy korpusu po jeho vybetonování. Z toho důvodu je použita mechanika malého bubnu z produkce společnosti *Pearl* s označením *Free Floating System*. Korpus malého bubnu je volně uchycen a není nikterak navrtán a do těla korpusu není osazena žádná mechanika. Veškeré součásti jako i vzájemné propojení obou obručí zajišťuje spodní ocelový rám (vizte Obrázek 2F), do kterého je také volně usazen korpus nástroje.

³ Např. u dřevěných korpusů redukuje ochranná vrstva vliv vlhkosti, která jinak ovlivňuje mechanické vlastnosti korpusu.

⁴ Shrnutí na základě: Syrový, V. (2003), Hudební akustika. Rossing, T. D. (1992), Acoustics of Drums.



Obrázek 2: Schéma malého bubnu včetně popisu mechanických součástí ⁵

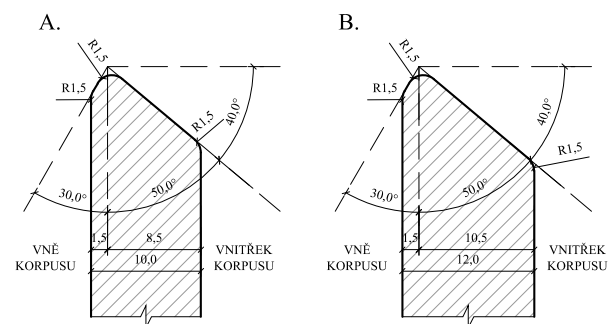
3.1.2. Výška korpusu

Parametrem, který významně ovlivňuje hlasitost nástroje a artikulaci jeho zvuku, je výška korpusu. Se zvětšující se hloubkou korpusu se všeobecně zvyšuje hlasitost nástroje. Mělič korpus produkuje kratší zvuk s větší artikulací, což je dáno faktem, že povrch korpusu je menší, a tak nemůže dosahovat takové rezonance jako korpus větší hloubky. Kratší vzdálenost mezi blánami u měličích korpusů zapříčiňuje také rychlejší reakci rezonanční blány při úderu na hrací blánu.⁶ Popsaný *Free floating system* umožňuje volbu mezi různými výškami korpusu, a přitom využívá stále stejné vybavení, vyjma stavějících tyček (Obrázek 2E). Výměnou těchto komponentů je možné dosáhnout výšky korpusu nástroje od 3,5" do 6,5", tedy přibližně od 8,9 cm do 16,5 cm.

3.1.3. Tloušťka korpusu

Třetím rozměrem, který po průměru a výšce určuje hrubý tvar korpusu, je tloušťka stěny korpusu. Z hlediska zvukových vlastností se jedná o důležitý parametr. Tenčí korpusy snáze rezonují a dodávají bubnu tón. Naopak silnější korpusy napo-

máhají projekci bubnu a rezonují méně. S ohledem na co nejnižší výslednou hmotnost korpusu a jeho rezonanci je žádoucí sílu stěny korpusu minimalizovat. Požadavky z hlediska proveditelnosti jsou však protichůdné a je upřednostňován korpus s větší tloušťkou. Řešení je kompromisní, kdy pro první aplikace volím dvě různé tloušťky korpusů: 10 mm a 12 mm. První realizace ukáže, zdali má smysl tloušťku ještě dále zmenšovat.



Obrázek 3: Tvar úložných hran korpusu z UHPC; A. tloušťka 10 mm, B. tloušťka 12 mm

⁵ Sestaveno na základě: Pearl Drums Spare Parts Catalog (2016).

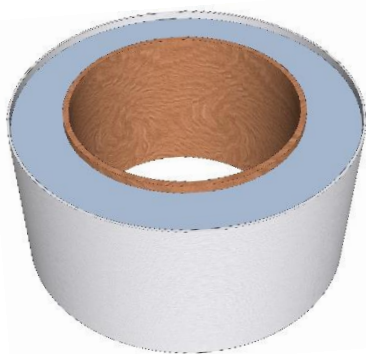
⁶ Johnson, S. (2005), Prof. Sound's Drum Tuning Bible.

Jak již bylo uvedeno výše (v oddílech 2.2 a 2.3), jsou další parametry, které mohou příznivě ovlivnit rezonanci korpusu. Těmito parametry se pokusím do jisté míry kompenzovat sílu stěny korpusu, která je větší, než bývá obvyklé. Jedná se o konstrukci úložných hran, která vychází z požadavků týkajících se betonáže. Navržená geometrie úložných hran je patrna z obrázku (Obrázek 3). Rezonanční vlastnosti budou kompenzovány hladkostí povrchu UHPC, o čemž je dále pojednáno v oddíle 3.2. Ve prospěch rezonance korpusu hovoří fakt, že do těla korpusu nebudou vrtány žádné otvory pro umístění mechaniky a dalších komponentů. Korpus bude volně usazen do mechaniky *Free Floating System*.

3.2. Návrh a výroba formy

S ohledem na vysoké nároky na přesnost úložných hran korpusu, která je zásadním předpokladem pro přenos vibrací z napnuté blány do korpusu, je nutné zvolit vhodný způsob výroby celého korpusu. Pro eliminaci dodatečných úprav korpusu je navržen postup, kdy bude celý korpus vč. úložných hran odlit z UHPC v jednom pracovním kroku. Korpus je (vizte Obrázek 2D) v přímém kontaktu pouze s hrací blánou, kdežto na opačném konci je korpus uložen do ocelového rámu (Obrázek 2F). Tento způsob uložení korpusu zásadně zjednodušuje konstrukci formy i proces výroby.

Návrh formy reflektuje specifické chování materiálu UHPC, jako jsou mj. smršťování, konzistence. Vznik trhlin v důsledku smrštění znamená ovlivnění akustických, mechanických i estetických vlastností korpusu. Vhodným materiálem formy je hmota s dostatečnou pružností, která bude dostatečně tuhá a stabilní, aby držela válcovitý tvar korpusu, zároveň ale umožní příčné smrštění korpusu. Elastická hmota musí umožnit vznik jemné povrchové úpravy (důležité z hlediska rezonance korpusu), zvláště v místě úložné hrany, která bude v kontaktu s blánou.



Obrázek 4: Vizualizace výroby formy

K vytvoření formy je nutné vymezit prostor pro odlití tzv. negativu, do kterého bude během následného výrobního procesu ukládána čerstvá směs UHPC. Prostor bude vymezen

dvojitými dutými válci. Následně bude zhotoven tzv. pozitiv⁷, který bude tvarově shodný s výsledným UHPC korpusem. Na pozitiv pro výrobu formy nejsou kladeny nároky z hlediska akustiky. Zásadním požadavkem je však přesnost zpracování, zvláště v místech úložných hran. Korpus – pozitiv bude upevněn do prostoru mezi dva válce. Schéma a popis jednotlivých součástí potřebných pro výrobu formy je uveden na obrázku (Obrázek 7). Výška formy může dosahovat až 20 cm a mohou se v ní odlévat korpusy výšky od 3,5" do 6,5".

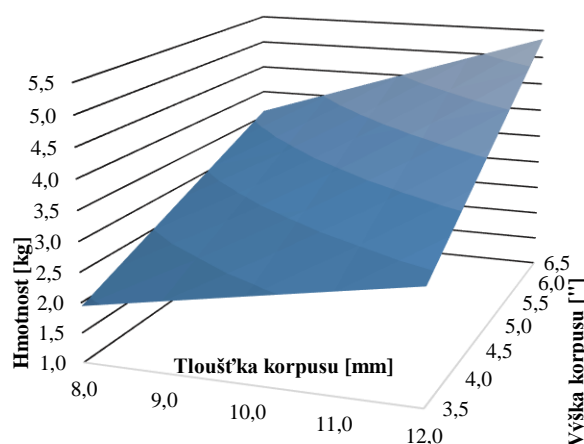


Obrázek 5: Dřevěný korpus průměru 14" pro výrobu formy

3.1. Vlastnosti malých bubnů vyrobených z materiálu UHPC

Důležitou vlastností malého bubnu z UHPC je vlastní hmotnost korpusu. Objemová hmotnost UHPC je zhruba čtyřnásobná oproti objemové hmotnosti dřeva, čemuž odpovídá celková váha korpusu. Vzájemný vztah mezi výškou, silou stěny a celkovou hmotností nabízí obrázek (Obrázek 6).⁸

Po zvukové stránce lze předpokládat, že buben bude mít po dokončení akustické vlastnosti, které vyplní pomyslnou mezeru mezi vlastnostmi kovových a dřevěných bubnů. Očekávaný je sušší zvuk s nadprůměrnou hlasitostí. Tyto vlastnosti je však možné (alespoň do určité míry) ovlivnit volbou a úpravou celé řady parametrů, které byly podrobně analyzovány.

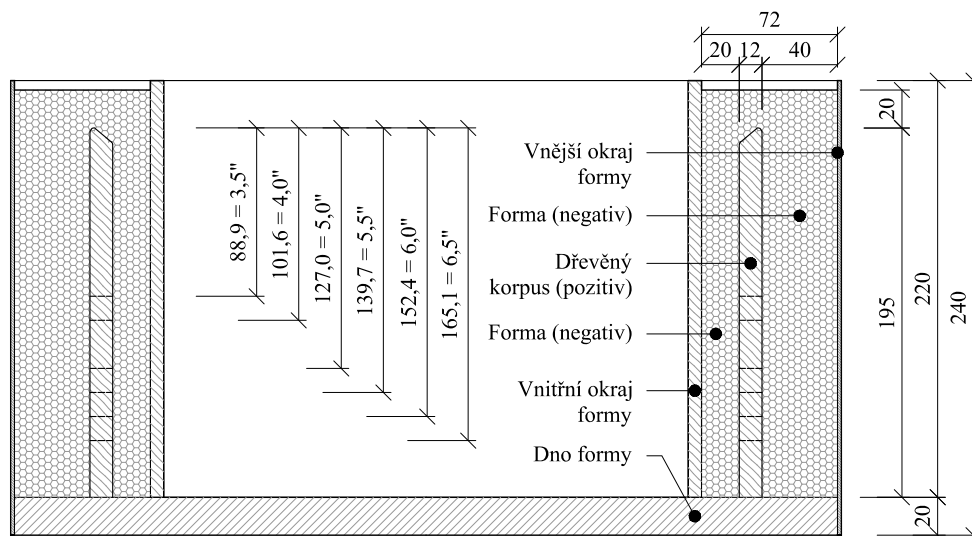


Obrázek 6: Hmotnost korpusu z UHPC průměru 14" podle výšky a tloušťky korpusu

⁷ Někdy též označovaný jako kopyto.

⁸ Pro korpus malého bubnu s rozměry 14"x5" a stěnou tloušťky 12 mm je výsledná hmotnost 4,11 kg. Jedná se pouze o hmotnost korpusu, ke

keré se dále přičítá hmotnost obou blan, struníku a především mechaniky.



Obrázek 7: Řez formou při výrobě, měřítko 1:4



Obrázek 8: Vizualizace dokončeného korpusu z UHPC

4. ZÁVĚR

V článku, v kterém jsou prezentovány výsledky obsáhlejší studie⁹, bylo pojednáno o možném uplatnění UHPC jako o materiálu pro výrobu korpusů bicích blanzvučných nástrojů. V článku je podrobně popsán návrh korpusu malého bubnu, který je volen jako vhodný reprezentant pro tuto aplikaci. Návrh korpusu z UHPC vychází z detailní analýzy konstrukčních, technologických a akustických vlastností nástrojů tvořených konvenčními materiály. Popsané principy jsou základem pro realizaci nástrojů z materiálu UHPC nebo z materiálů na podobné bázi.

V další fázi řešení problematiky je zamýšlena optimalizace geometrie korpusu předmětného nástroje, což předpokládá změnu jeho tloušťky a možnou úpravu geometrie úložných hran. Zkušenosti nabyté při realizaci budou zároveň vy-

užity k přípravě korpusů dalších nástrojů z rodiny bicích nástrojů. Získané poznatky z betonáže lze však dále uplatňovat napříč odvětvími stavebnictví. Měřítko, ve kterých se pohybuje tato řešená aplikace, se s dalším rozvojem a rozšířením UHPC s jistotou stávají skutečností.

ACKNOWLEDGEMENTS

Teoretické podklady pro prezentované výsledky byly získány za finanční podpory z prostředků studentské grantové soutěže v rámci projektu SGS20/042/OHK1/1T/11.

Rád bych poděkoval Ing. Davidu Čítkovi z Kloknerova ústavu ČVUT za všestrannou pomoc a za cenné informace o materiálu UHPC.

References

- Prchal, J. (2019), *Inovativní materiály pro výrobu bicích nástrojů a jejich srovnání s materiály konvenčními*. Praha: Bakalářská práce. HAMU.
- Dean, M. (2012), *The Drum: A History*. Lanham, Md.: Scarecrow Press.
- Blades, J. et al. (2001), *Drum*. In: Grove Music Online [online]. [cit. 2019-04-27]. Dostupné z: <https://doi.org/10.1093/gmo/9781561592630.article.51410>.
- Johnson, S. (2005), *Prof. Sound's Drum Tuning Bible* [online]. [cit. 2019-04-24]. Dostupné z: <http://circularscience.com/wp-content/uploads/2015/09/Drum-tuning-bible.pdf>.
- Syrový, V. (2003), *Hudební akustika*. Praha: Akademie múzických umění.
- Rossing, T. D. (1992), *Acoustics of Drums*. *Physics Today*, 45(3), 40–47.
- Pearl Drums Spare Parts Catalog (2016), In: Pearl [online]. [cit. 2019-07-07]. Dostupné z: <https://pearldrums.com/support/spare-parts-catalog/2016-spare-parts-catalog.pdf>.

⁹ Blíže vizte: Prchal, J. (2019), *Inovativní materiály pro výrobu bicích nástrojů a jejich srovnání s materiály konvenčními*.

DIGITAL IMAGE PROCESSING USAGE EXAMPLES FOR EXPERIMENTS WITH CONCRETE

Martin Salák, *

Department of Concrete and Masonry Structures, Faculty of Civil Engineering,
Czech Technical University in Prague, Thakurova 7/2077, 166 29 Prague 6, Czech Republic.
martin.salak@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Tento článek spojuje tři praktické experimenty tím, že se zaměřuje na zpracování informací s důrazem na image processing. Zobrazovací technologie nám otevírají široké možnosti jak se dívat na beton, s každou technologií však přichází také výzva v interpretaci dat z měřicího přístroje. První experiment za použití počítačové tomografie (CT) usiluje o vytvoření podrobného RBSM modelu přesně podle scanovaného modelu, včetně umístění plniva uvnitř objemu betonu. Druhý v čase sleduje nasákání ozářeného betonového vzorku díky neutronovému skenování a ve třetím experimentu byla použita kamera s vysokým rozlišením na měření příčné deformace zatíženého vzorku v raném stádiu tvrdnutí, když jiné měřicí techniky se zdály nevhodné.

KLÍČOVÁ SLOVA

image processing • beton • ozáření • zobrazovací metody

ABSTRACT

This articles connects three practical experiments with focus on image processing. Screening technologies offers us wide range of possibilities of measuring concrete, but every screening method needs to be interpreted with image processing. We would like to introduce three examples. One where computed tomography allows us to create rigid body spring mesoscopic model with aim to model exact propagation of cracks. Second where neutron radiography is used to capture water propagation through irradiated sample, and third where high resolution camera is used, when other measuring techniques fail.

KEYWORDS

image processing • concrete • irradiation • RBSM • screening technique

1. INTRODUCTION

Computers cannot see the same way humans do, but if we teach them what to look for, their sight surpasses ours by far. Digital image processing is used widely all around us; It recognises faces, letters, or car models and licence plates, and when it comes to analyzing experiments, it provides invaluable tool.

In this paper we would like to describe and evaluate three examples of usage of image processing in experiments. First, creating a 2D rigid body spring model of a concrete bar with high fidelity to reality, where script uses X-ray images to distinguishes

between different parts of concrete to create the model. As a second application we used image processing to analyze water absorption of cement samples exposed to gamma-ray irradiation by analyzing the pictures made by dynamic neutron radiography imaging. And thirdly the usage of high resolution camera to measure lateral deformation when regular method were not suitable.

2. EXPERIMENTS

2.1. RBSM model based on computed tomography scan

When it comes to modeling concrete, we are usually modeling it as homogeneous material. This is absolutely sufficient when it is needed to find the linear distribution of forces on a structure, but when it comes to more precise tasks and we zoom our interest from the whole structure down to detail, it would be good to take into consideration that concrete is composite material consisting of aggregate, cement paste and air bubbles. When concrete is modeled as heterogeneous material, then mesoscopic simulation can be done, that should result in very realistic representation of given structure. For such case finite element method is not very well suited because of high demand on computer power for solving non-linear tasks, for this exact case rigid body spring model (RBSM) was invented and it is used for this experiment (Kawai 1978). Rigid body spring model works by dividing sample into rigid bodies - they are inspired by watching destroyed concrete divide into small parts. These bodies are connected together with springs, so any internal forces or deformation are visible only on deformation of springs, rigid bodies stay intact.

Small scale sample 10x10x80 mm was scanned using computing tomography (CT). CT, by taking pictures from more angles, has the ability to create 3D image of scanned sample. The scanned images were then processed to create three 3D STL models of sample's aggregate, cement paste and air bubbles. The 3D model of sample's aggregate is shown in the figure 1.

To simulate exact behaviour of sample under load, it is necessary to take into consideration where the aggregate is located. It is the goal of this experiment to simulate propagation of cracks as close to real sample as possible (crack will go through through cement paste rather than through aggregate). That's why the aggregates are cut parallel to one side of the sample near its boarder as visible in figure 2 to be modeled into 2D RBSM to simulate its behaviour.

As rigid body spring method is inspired by observing the nature (Kawai 1978), so is the chosen mesh - the shape of rigid bodies - voronoi partition is the chosen pattern of RBSM. Voronoi partition is pattern visible in nature for example on drying mud or the pattern of giraffe, it is most easily described as a pattern created by

* Supervisor: prof. Ing. Petr Štemberk, Ph.D., D.Eng.

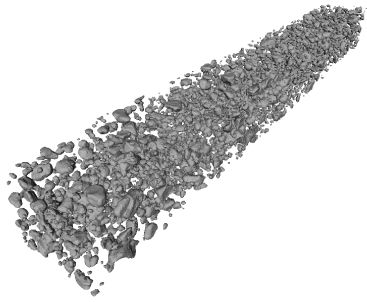


Figure 1: 3D stl model created after CT scan

bubbles when they are squished together. 2D example is shown in the figure 3.

With voronoi patterned 2D slice of real concrete sample, it is possible to create rigid body spring model and simulate its deformation.

2.2. Water absorption of irradiated cement samples

Porosity and permeability are highly watched parameters of concrete structures, because of their high influence on durability of the structure. This experiment follows up on contemporary research that investigate influence of gamma-ray irradiation on early age mortar (Rezaei-Ochbelagh et al. 2010) (Ochbelagh et al. 2011) and it focuses on water ingress of cement samples.

Small-scale cement samples are made, irradiated (maximum 8.7 hours long exposure) at very early age - 1.3 hours after first contact of cement and water. At the age of 15 hours the samples are submerged in acetone to stop the hydration process, then they are dried at 50°C in an oven and until examination they are kept wrapped in polyethylene foil in a box with silica gel to reduce the risk of any moisture ingress.

To inspect the water absorption, the samples were put in an aluminium container with 2mm of MilliQ water with 18.2 MΩ/cm resistance and to ensure unidirectional water flow, aluminium tape was put around each sample as visible from figure 4.

In the table 1 all the samples are listed, to evaluate how the irradiation affects water absorption, samples Ni (not irradiated) and Ir-8 (irradiated for 8 hours and 40 minutes) are compared. In order to capture the water propagation through the sample, radiography images were taken at least every 1 minute throughout the experiment. (Khmurovska et al. 2019)

To process the images from neutron radiography the noise is reduced using median 5 by 5 pixel filter, then the colors of sample submerged in water as and dry sample are set as threshold values and fitted function of water density for every color (intensity of neutron beam) for the exact composition of the experiment is created. In order to fit the function a phantom sample in the shape of wedge was created (see figure 5 from aluminium (which doesn't affect neutron beam) filled with water. After that water content for each point picture from neutron radiography - that is line trough the sample along the line of neutron beam - can be calculated.

The experiment showed that irradiated sample uptakes water slightly more quickly and deeper inside, but overall water ingress is a little lower. It might be caused by radiation decreasing pore diameters, thus increasing pore pressure in the sample.

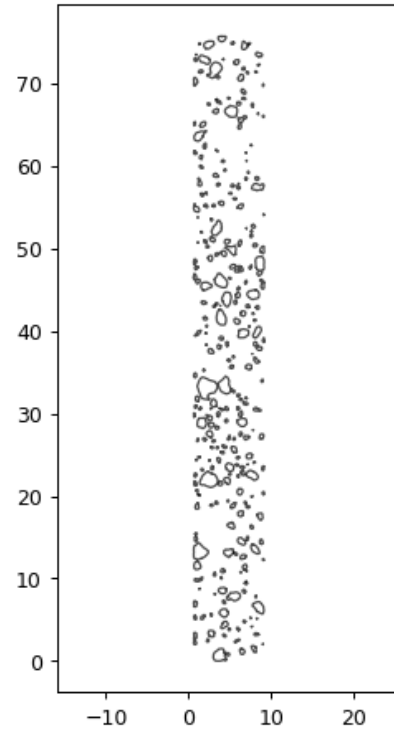


Figure 2: Cut through the sample

2.3. latitudinal deformation measurement

When it comes to fast construction process of concrete structures, it is necessary to know not only compressive strength and modulus of elasticity, but also Poisson's ratio at early stages of hardening of the concrete (that is from the time when it is possible to demold the specimen up to one day of age). To examine the Poisson's ratio it is needed to measure the lateral deformation of the specimen. Though regular contact methods are not suitable for not fully hardened concrete (Štemberk & Kohoutková 2005) there are contact-less methods.

One of the easiest method is using high resolution camera combined with image processing. It uses high resolution camera to capture the specimen (Štemberk & Kohoutková 2006) or the shadow of the specimen to get rid of optical effects water on top of the specimen have (Tran 2006) as shown in the figure 6. Then the bitmap file is converted to arrays of digits where each digit is equal to gray scale difference between neighboring pixels. The edges are detected automatically as there is the greatest difference, and the width of the specimen under load can be calculated. The change of width was measured only as relative change so it is not needed to convert between pixels and millimetres.

3. CONCLUSIONS

Three experience were introduced: Preparation for rigid body spring model based on computed tomography of concrete sample, thus being able to create a very real meso scale model, that takes into consideration position of aggregate in the sample.

Then analysis of neutron radiography scan of cement sample absorbing water. That took pictures of not irradiated and irradiated sample continuously during the time when the samples were in contact with water to evaluate effect of low dose gamma-ray

Table 1: All the samples for water absorption experiment.

Sample [-]	Time of Irradiation [hours]	Dry Weight [g]	Imbibition Time [hours]	Wet Weight [g]	Water Content [g/cm ³]
Ni	0	3.39	12.00	3.97	0.29
Ir-2	2.17	3.36	49.00	3.98	0.31
Ir-4	4.33	3.33	22.67	3.88	0.28
Ir-6	6.50	3.28	22.67	3.89	0.30
Ir-8	8.67	3.40	12.00	4.01	0.30

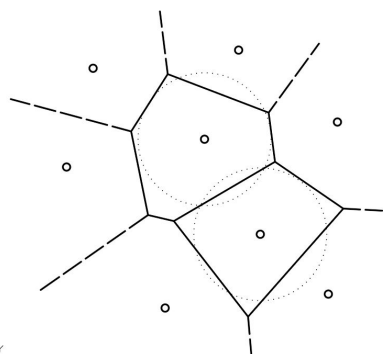


Figure 3: Voronoi partition example

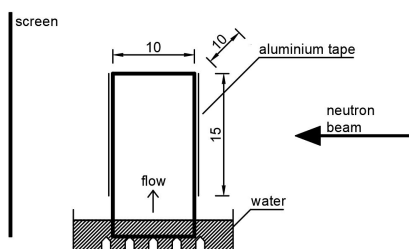


Figure 4: Absorption captured by neutron radiography

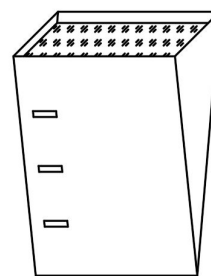


Figure 5: Phantom sample - aluminium wedge filled with water, with marks at known thickness

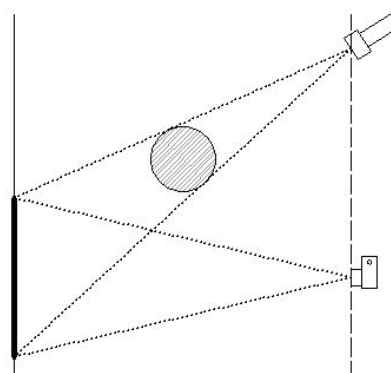


Figure 6: Capturing the shadow on a whiteboard.

irradiation on concrete samples.

And at last measuring technique of lateral deformation was described that used high resolution camera when regular methods were not usable. The camera captured sample's shadow find lateral deformation to compute Poisson's ratio of early age concrete.

All of the experiments show how invaluable tool image processing is, especially when it comes to nondestructive testing of concrete structures. Technology allowing us have better screening techniques requires us to follow with interpretation in image processing.

ACKNOWLEDGEMENTS

These experiments were only possible thanks to the support of Ministry of Education, Youth and Sports of Czech Republic, project 8F17002, Czech technical University, project SGS20/043/OHK1/1T/11 and MSM6840770003 as well as project No. 127102 supported by Nation Research, Development and Innovation Fund of Hungary, financed under the NN₁7V4/Korea funding scheme, this help is gratefully acknowledged. For performing the gamma-ray irradiation we would like to thank the Joint

Institute for Power and Nuclear Research - Sosny of the Nation Academy of Science of Belarus, Minks.

References

- Kawai, T. (1978), 'New discrete models and their application to seismic response analysis of structures', *Nuclear Engineering and Design* **48**(1), 207–229.
- Khmurovska, Y., Szilágyi, V., Štemberk, P., Kis, Z., Harsányi, I., Sikorin, S., Kaladkevich, Y., Pavalanski, E. & Fatseyeu, V. (2019), 'Water absorption test accompanied by dynamic neutron radiography of gamma-irradiated cement samples'.
- Ochbelagh, D. R., Azimkhani, S. & Mosavinejad, H. G. (2011), 'Effect of gamma and lead as an additive material on the resistance and strength of concrete', *Nuclear engineering and design* **241**(6), 2359–2363.
- Rezaei-Ochbelagh, D., Mosavinejad, H. G., Molaei, M. & Kho-

- dadoost, M. (2010), 'Effect of low-dose gamma-radiation on concrete during solidification', *International Journal of Physical Sciences* **5**(10), 1496–1500.
- Štemberk, P. & Kohoutková, A. (2005), 'Image-analysis-based measuring of lateral deformation of hardening concrete', *Materials Science (Medžiagotyra)* **11**(3), 292–296.
- Štemberk, P. & Kohoutková, A. (2006), 'Method of measuring lateral deformation of hardening concrete specimen under monotonous and cyclic loading', *Ultragarsas" Ultrasound"* **59**(2), 36–39.
- Tran, N. (2006), 'Some aspects of image-processing-based method of measuring lateral deformation of hardening concrete—revised measuring technique', *Ultragarsas" Ultrasound"* **59**(2), 44–47.

PALÁC NAD ŘEKOU – PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH A POSOUZENÍ

Daniel Samek, *

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

ABSTRAKT

Zadáním práce byl předběžný návrh a posouzení obytného mostu přes řeku Vltavu v Praze v katastrálním území Karlína a Holešovic.

Konstrukce je řešena jako dva předpjaté mosty z vysokohodnotného betonu (HPC), které jsou navzájem propojené lávkami. Nosná konstrukce je tvořena stěnami a deskami, které jsou navzájem rámově spojeny a působí jako prostorová komorová konstrukce.

Pro výpočet a návrh konstrukce byly vytvořeny dva modely ve výpočetním programu SCIA Engineer 19.1. První deskostěnový model sloužil pro globální analýzu konstrukce a předběžný návrh potřebného množství předpínací výztuže. Druhý deskostěnový model sloužil pro ověření konstrukce ve fázích výstavby mostu; u prvního podlaží se uvažuje letná montáž s postupným vyvěšováním, další podlaží byla vybetonována na pracovní ploše tvořené prvním podlažím.

KLÍČOVÁ SLOVA

Palác nad řekou • Obytný most • Zavěšený most • Předpínací výztuž • Vysokohodnotný beton

ABSTRACT

The aim of this work was a preliminary design and assessment of a residential bridge over the Vltava River in Prague in the cadastral area of Karlín and Holešovice.

The structure is designed as two prestressed bridges made of high-performance concrete (HPC), which are interconnected by footbridges. The supporting structure consists of walls and plates, which are frame-connected to each other and act as a three-dimensional chamber structure.

Two models were created in the calculation program SCIA Engineer 19.1 for the calculation and design of the structure. The first slab-wall model was used for global analysis of the structure and preliminary design of the required amount of prestressing reinforcement. The second slab-wall model was used to verify the structure in the construction phases of the bridge. The first floor is considered a quick assembly with gradual suspension. The next floors were concreted on the surface formed by the first floor.

KEYWORDS

Palace above a river • Residential bridge • Cable-stayed structure • Prestressing reinforcement • High-performance concrete

1. ÚVOD

Cílem diplomové práce bylo navrhnout přemostění řeky Vltavy mezi městskými částmi Holešovicemi a Karlínem v Praze. Jednalo se o návrh dvou souběžných mostů vzájemně propojených dvěma lávkami. Návrh řešil mosty jako čtyřpatrovou budovu prostě uloženou na obou březích Vltavy.



Obrázek 1: Umístění stavby

Uvnitř mostů je v prvním podlaží počítáno s garážemi pro osobní automobily, které budou ohraničeny po stranách obchody. Tyto prostory jsou přístupné z venkovní galerie, která je navržena jako vykonzolovaná deska. Ve druhém a třetím podlaží se nachází vnitřní galerie pro shromažďování osob a kanceláře. V posledním čtvrtém podlaží jsou byty, kdy je strop nad nimi (střecha) řešen jako pochozí terasa se zelenou střechou.

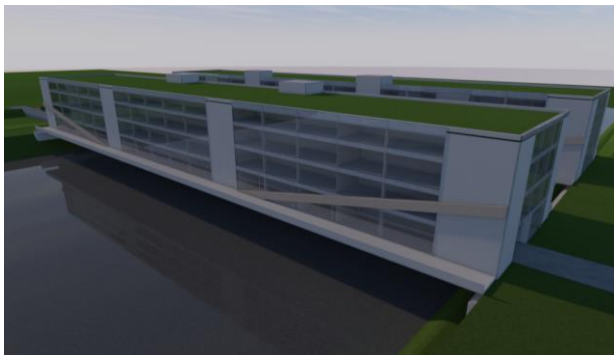
Diplomová práce byla rozdělena do tří částí. V první části této práce je technická zpráva popisující mostní konstrukci včetně postupů realizace.

Druhou částí je statický výpočet, který obsahuje výpočet zatížení a vstupních hodnot potřebných pro zadání do výpočetního programu SCIA Engineer. Součástí je i návrh předpětí mostů, posouzení napětí v podélném i příčném směru

* Školitel: doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.

na konstrukci v jednotlivých fázích výstavby i po dokončení mostů.

Poslední část obsahuje výkresovou dokumentaci, tj. výkresy tvaru mostu a výkresy jednotlivých fází postupu výstavby.



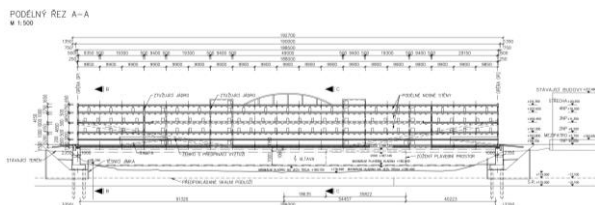
Obrázek 2: Vizualizace navrhované konstrukce

2. TECHNICKÉ ŘEŠENÍ MOSTU

2.1. Popis konstrukce

Konstrukce je řešena jako dva předpjaté betonové mosty propojené dvěma lávkami. Nosná konstrukce o čtyřech patrech je navržena jako rámová komorová konstrukce. Skládá se ze dvou svislých stěn, které probíhají přes všechna patra konstrukce, spojené rámově s pěti deskami tvořícími stropy jednotlivých pater. Stěny s deskami jsou propojeny přibližně ve čtvrtině šířky těchto desek. Na okrajích jsou jednotlivé desky propojeny sloupy a stěnami tvořícími ztužující jádra. Po dobu výstavby bude pod ztužující jádra doplněna i jejich dolní část tak, že se dosáhne jejich založení na poloskalní podložce pode dnem Vltavy. Takto se vytvoří provizorní pylony (věže), které se využijí pro postupné vyvěšování nosné konstrukce během výstavby. Po dokončení realizace mostů bude dolní část pylonů pod konstrukcí odstraněna.

Celková délka konstrukce je 190,0 m, šířka 104,5 m a výška činí 24,75 m.



Obrázek 3: Podélný řez konstrukcí

Most má jedno pole o rozpětí 188,0 m, které překonává řeku Vltavu a nachází se přibližně ve výšce 8,8 m nad její běžnou hladinou.

2.2. Založení mostu

S ohledem na zjištěné geologické poměry, únosnost skalního podloží a mocnost hornin překryvných útvarů, je založení opěr mostu zvoleno na pilotách o průměru 1200 mm. Naopak založení provizorních podpůrných věží při výstavbě mostu je uvažováno jako plošné pod hladinou řeky.

Krajní opěry a navazující křídla, které jsou na březích Vltavy, jsou založené na pilotách vetknutých do uvažovaného skalního podloží.

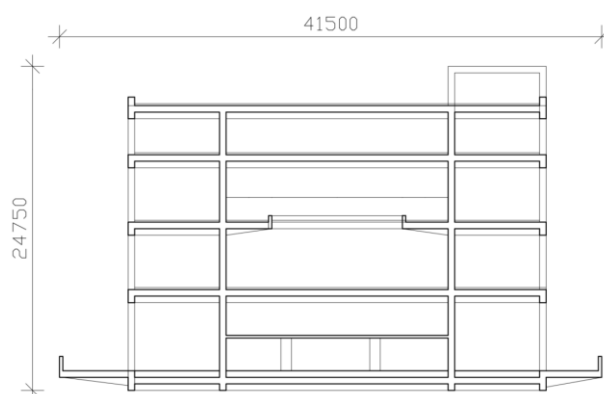
Podpůrné věže konstrukce, jež budou odstraněny po dokončení stavby, jsou založené na patkách se základovou spárou v hloubce přibližně 8,0 m pod hladinou řeky. Půdorysné rozměry mají 10 x 12 m a výšku 2 m.

2.3. Spodní stavba

Opěry jsou řešené jako masivní ve svahu a založené na pilotách. Základový blok je vysoký 2,5 m, dřík s úložným prahem 8,3 m a celková výška závěrné zidky je 2,8 m.

2.4. Nosná konstrukce

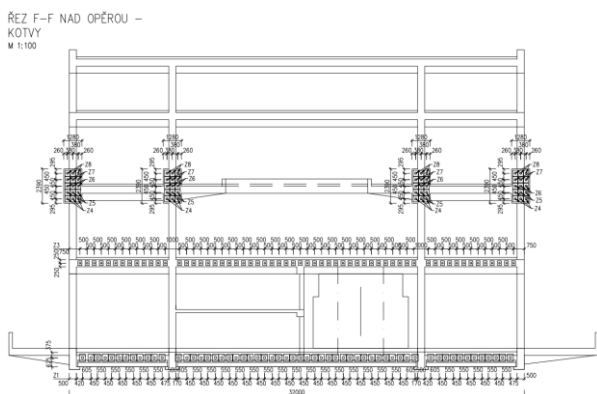
Nosná konstrukce z předpjátého vysokohodnotného betonu (HPC) o čtyřech patrech je navržena jako rámová na způsob komorového nosníku. Tvoří ji dvě svislé stěny na výšku celé konstrukce spojené rámově s pěti deskami tvořícími stropy jednotlivých pater. Stěny s deskami jsou propojeny přibližně ve čtvrtině šířky těchto desek. Na okrajích jsou jednotlivé desky propojeny sloupy a stěnami tvořícími ztužující jádra. Soustava stěn, desek a sloupů tak tvoří prostorovou rámovou konstrukci umožňující překonat požadovanou překážku. Tloušťky desek a stěn jsou 500 mm. Desky jsou řešeny jako žebrové. Žebra spodní desky mají průřez 300 x 500 mm, ostatní 500 x 500 mm. Krajní sloupy mají rozměry 500 x 500 mm a vnitřní sloupy 500 x 700-1000 mm.



Obrázek 4: Příčný řez nosnou konstrukcí

Celá konstrukce je nejen podélně, ale i příčně předepnuta. Podélné předpětí je umístěno do spodních dvou desek a ve spodní desce je odstupňováno podle potřeby. Desky jsou předepnuty z jejich čel. Dále je předpětí vnášeno do lomených žebek probíhajících přes celou délku mostu. Na každém mostě se nacházejí čtyři tyto žebra, jejich příčný řez má rozměry 1000 x 1600 mm. Stejně jako desky se žebra předpínají z jejich

čel umístěných v úrovni stropů nad druhým nadzemním podlažím.



Obrázek 5: Rozmístění kotev předpínací výztuže

2.5. Postup výstavby

Postup výstavby byl navržen tak, aby umožňoval realizaci rozsáhlé konstrukce nad širokou vodní překážkou s frekventovanou vodní cestou.

Nejprve se v řece vybudují provizorní podpůrné věže, které posléze budou tvořit ztužující jádra konstrukce. Následně se k těmto věžím osadí prefabrikované nosníky a připnou se předpínací tyčemi. Poté se konce nosníku spojí pomocí předpínací výztuže s vrcholy podpůrných věží a tím dojde k vyvšení nosníků, na které se následně osadí prefabrikované příčné nosníky. Tyto nosníky se zmonolitní a tím vznikne spodní žebrová deska. Připínání a vyvšování prefabrikovaných podélných a příčných nosníků a následné zmonolitnění se opakuje až do vytvoření celé žebrové desky přes celou překonávanou překážku.

Na takto vybudovanou konstrukci se budou realizovat další monolitická patra. Nejprve vzniknou nosné stěny, po nich sloupy a stěny ztužujících jader a následně po třech záběrech stropní konstrukce. Při postupu výstavby je uvažováno se záběrem umožňujícím betonáž až 1000 m³.

3. NÁVRH A POSOUZENÍ KONSTRUKCE

3.1. Zatížení

Ve výpočtu bylo uvažováno se stálým zatížením, a to s vlastní tíhou konstrukce, která byla generována výpočetním programem. Dále s ostatním stálým zatížením od podlah, pochozího střešního pláště, podlahy garáží a pevné jízdní dráhy. Dále bylo uvažováno užité zatížení různých kategorií, a to pro obchody, galerie, kanceláře, byty, pochozí střechu a garáže.

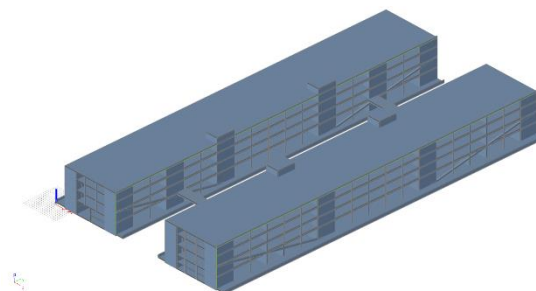
Bylo počítáno se zatížením od dopravy, a to model zatížení 1 – LM1 a model zatížení 4 – LM4. Dále se uvažovalo zatížení od tramvají, kdy se uvažovaly 3 tramvajové soupravy o 2 vozech v každém směru a následný jejich plošný roznos. Do výpočtu bylo dále zahrnuto zatížení chodci, zatížení teplotou jak rovnoměrnou (oteplení, ochlazení celé konstrukce), tak i teplotou nerovnoměrnou. Uvažovalo se s ohřátím/ochlazením horního/dolního/levého/právého

povrchu a jejich kombinací, a to jak konstantní změnou teploty, tak i lineární (po tloušťce desky) změnou teploty. Do výpočtu bylo zahrnuto i zatížení větrem, a to tlak i sání, včetně redukčního součinitele pro zastínění druhého mostu. A dále bylo uvažováno i s redukčními součiniteli pro užité zatížení, a to podle počtu podlaží a podle zatížené plochy.

3.2. Výpočetní model

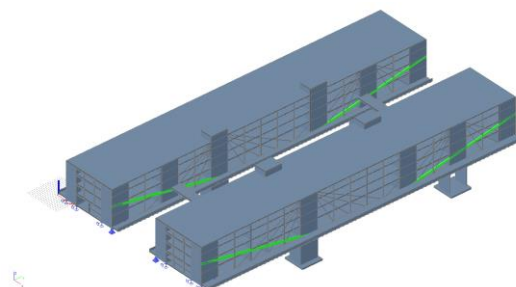
Pro zjištění vnitřních sil a napětí na konstrukci byl vytvořen deskostěnový model. Všechna spojení prvků byla uvažována jako rámová. Konce mostů jsou uloženy na pevných ložiscích a na jednosměrně nebo všesměrně posuvných ložiscích.

Provizorní podpůrné věže jsou ve spodní části vetknuty a s konstrukcí mostu jsou propojeny liniovými tuhými rameny. Věže pod úrovní mostu jsou modelovány jako prutové prvky, a to z důvodu postupu výstavby, ve kterém SCIA Engineer neumožňuje odebrání plošných prvků při tvorbě stavebních fází. Závěsy nejsou modelovány jako lana, ale jsou nahrazeny ocelovou tyčí s přepočteným průměrem odpovídajícím navrženým lanům v závěsech.



Obrázek 6: 3D model konstrukce – globální model

Postup výstavby byl rozdělen do 44 stavebních fází. Celkem bylo vytvořeno pro potřeby výpočtu 149 fází výstavby. V první fázi se nejdříve vybudují provizorní podpůrné věže konstrukce. V dalších etapách výstavby se k těmto věžím budou připevňovat prefabrikované nosníky pomocí předpínacích tyčí a poté se vyvěsí pomocí provizorních závěsů. Na takto zhotovené nosníky se následně položí příčné prefabrikované nosníky a ty se zmonolitní do žebrové desky. Na takto vytvořenou desku se v dalších fázích vytvoří monolitické stěny, sloupy a desky dalších pater.



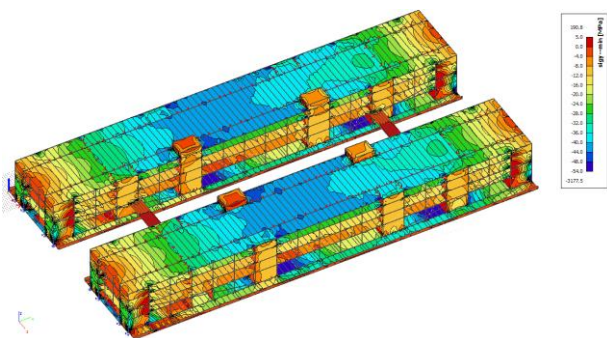
Obrázek 7: 3D model konstrukce – fáze výstavby

3.3. Výpočet a posouzení napětí

Výpočet a posouzení napětí na konstrukci je provedeno z hlediska mezních stavů použitelnosti ve všech stavebních fázích i na dokončené konstrukci a z hlediska mezních stavů únosnosti na dokončené konstrukci. Ve stavebních fázích je napětí na konstrukci posuzováno pro charakteristickou kombinaci zatížení. Na dokončené konstrukci je výpočet proveden pro zatížení v charakteristické a kvazistálé kombinaci jak v uvedení do provozu, tak na konci životnosti konstrukce. Na konstrukci jsou posuzována napětí v podélném i v příčném směru při horních i spodních vláknech.

Tabulka 1: Omezující podmínky napětí v konstrukci

Fáze	Kombinace	MSP	
		Tlak [MPa]	Tah [MPa]
Dokončená konstrukce	Charakteristická	48,0	5,0
	Kvazistálá	36,0	0
Stavební fáze	Stav. fáze - Charak.	54,0	4,1



Obrázek 8: Napětí na konstrukci s předpětím v MSÚ při uvedení do provozu

3.4. Návrh předpětí

Celá konstrukce je předepnuta, a to jak v podélném směru, tak i v příčném směru. Výpočet předpětí a potřebných počtů lan byl realizován v programu MS Excel a na globálním modelu ve SCIA Engineer. Podélné předpětí mostní konstrukce je realizováno pomocí přímých kabelů, které jsou vedeny v desce prvního a druhého nadzemního podlaží. Část kabelů ve spodní desce není dovedena až k opěře, ale je zakotvena dříve z důvodu snížení tlakových napětí v krajních částech konstrukce. Podélné předpětí konstrukce je dále realizováno předpínací výztuží v lomených žebrech, jež jsou na každé konstrukci čtyři. Všechny stropní desky jsou také předepnuty v příčném směru. Příčné předpětí je vneseno pomocí zvedaných kabelů. Tyto kabely jsou umístěny do žebek desek, a to jeden kabel do každého žebra.

Navržené předpětí je do výpočetního modelu zaneseno jako spojité zatížení, popřípadě jako bodová síla v místě jeho působení.

Pro návrh předpětí bylo pracováno s předpínacím systémem od firmy Freyssinet. Kabely jsou uvažovány pro vnitřní předpětí bez soudržnosti s monostrandy a injektáží vnější společné chráničky cementem. Použitá předpínací výztuž je průměru 15,7 mm s pevností 1860 MPa.

Výpočtem na globálním modelu konstrukce byla zjištěna hodnota předpínací síly, potřebné k přenesení zadaného zatížení. Konstrukci je nutné předepnout ve spodní desce kabely z 55 lan a zkrácenými kabely z 37 lan. Dále je potřeba předepnout desku druhého nadzemního podlaží pomocí kabelů z 22 lan. Další předpětí je do konstrukce vneseno pomocí kabelů z 37 lan vedených v lomených žebrech konstrukce. Předpětí je do konstrukce vnášeno po částech během výstavby konstrukce.

Navržené bylo i příčné předpětí v každé stropní desce. Toto předpětí desek je realizováno pomocí kabelu složeného ze sedmi lan, který je řešen jako zvedaný v rámci každého žebra desky.

Během výstavby je dále za potřeby předepnout vrcholy provizorních věží, a to v místě připojení provizorních závěsů. U každého závěsu je navržen předpínací kabel složený z 19 lan. Tyto kabely slouží pro přenesení tahových sil vznikajících od provizorních závěsů a jejich rektifikace.

4. ZÁVĚR

Cílem této diplomové práce bylo provedení předběžného návrhu přemostění řeky Vltavy mezi městskými částmi Holešovicemi a Karlínem v Praze. Návrh byl zpracován do dvou souběžných mostů propojených společně dvěma lávkami. Mosty byly řešeny jako čtyřpatrová budova prostě uložená na obou březích Vltavy, která působí jako prostorová krabicová (komorová) konstrukce.

Navrhovaná konstrukce byla zkoumaná jako deskostěnový model, na kterém byly pomocí výpočetního programu SCIA Engineer 19.1 zjištěny napětí na jednotlivých prvcích.

Konstrukce byla nejdříve celá vymodelovaná ve výpočetním softwaru se zadanými parametry a veškerým zatížením. Na takto vytvořeném globálním modelu bylo dále zjištěno a navrženo potřebné množství předpínací výztuže.

V další části se navrhovaná konstrukce rozdělila na potřebný počet stavebních fází podle navrženého postupu výstavby. Postup výstavby byl zvolen jako postupné vyvšování spodní části konstrukce z prefabrikovaných nosníků a jejich následného zmonolitnění. Na takto vytvořenou žebrovou desku by se dále vytvořily další monolitická patra konstrukce. Všechny tyto fáze výstavby byly posouzeny pomocí výpočetního modelu. Dále byla celá konstrukce posouzena v dokončeném stavu na charakteristickou a kvazistálou kombinaci. Veškerá posouzení byla navržena pomocí omezení napětí na konstrukci.

Předběžný návrh konstrukce prokázal z globálního hlediska reálnost a proveditelnost navrhované konstrukce.

Další pokročilý návrh by bylo vhodné vypracovat podrobněji, a to pomocí detailnějšího výpočtu potřeby předpínací síly a optimalizace uspořádání a spotřeby předpínací výztuže. Například ve svislém směru pro sepnutí celé konstrukce. Dále bych ještě doporučil posoudit některá lokální místa pro omezení šířky tchlin.



Obrázek 9: Vizualizace navržené konstrukce

PODĚKOVÁNÍ

Poděkování patří vedoucímu diplomové práce panu doc. Ing. Romanu Šafářovi, Ph.D., a to nejen za odborné vedení a rady, ale i za ochotu při konzultacích, motivaci při psaní a za vždy optimistickou náladu.

Reference

Diplomová práce

ČSN EN 1990 Eurokód: *Zásady navrhování konstrukcí*

ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*

ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem*

ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou*

ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou*

ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: *Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*

ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: *Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady*

Šafář, R., Kukáň, V., Drahorád, M., Foglar, M. (2010), *Betonové mosty 1 – přednášky*

Šafář, R., (2017), *Betonové mosty 2 – Přednášky*

Šafář, R., (2015), *Betonové mosty 2 – Cvičení – Návrh předpjatého mostu podle Eurokódů*

Projektové podklady – *Pons Pragensis 2018*

Firemní materiály – *Freyssinet*

AUTONOMNÍ ZACELENÍ TRHLIN V BETONU OBSAHUJÍCÍM BIO-AKTIVNÍ ČINIDLO A SUPERABSORPČNÍ POLYMER

Hana Schreiberová, *

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

ABSTRAKT

V poledních desetiletích se samohojitelný beton na biologické bázi stal populárním předmětem výzkumu v oblasti stavebních materiálů. Tento článek se zabývá dvěma hlavními problémy, které byly identifikovány v předchozím výzkumu - neschopností bakterií přežít krystalické tlaky v tvrdnoucím betonu a potřebu dostatečného zásobování vodou pro bakteriální metabolismus. Za účelem vyřešení těchto problémů se v současné studii aplikují superabsorpční polymery (SAP) do standardní cementové pasty, jednak jako prostředek pro ochranu bakterií, a současně jako potenciální rezervoár potřebné vody. K prokázání použitelnosti SAP v samohojitelném bio-betonu byly připraveny vzorky cementového kompozitu s přídavkem SAP, vzorky s SAP a biologickým samohojitelným činidlem a referenční vzorky. Následně bylo zaznamenáno zacelení uměle vytvořených trhlin ve vzorcích a byl stanoven vliv přidání SAP na samohojitelnou schopnost použitého materiálu.

KLÍČOVÁ SLOVA

Beton • Samohojitelný • Zacelení trhlin • SAP • Bakterie

ABSTRACT

In the previous decade, bio-based self-healing concrete became a popular subject of research in the field of building materials. This article addresses two main issues that have been identified in previous research - the inability of bacteria to survive crystalline pressures in hardening concrete and the need for an adequate water supply for bacterial metabolism. In order to solve these problems, in the present study, superabsorbent polymers (SAP) are applied to a standard cement paste, both as a means of protection of the bacteria and, at the same time, as a potential reservoir of the required water. To demonstrate the applicability of SAP in self-healing bio-concrete, cement composite samples with SAP addition, samples with SAP and biological self-healing agent and reference samples were prepared. Subsequently, the healing of the artificial cracking in the samples was recorded and the effect of the addition of SAP on the self-healing ability of the material used was determined.

KEYWORDS

Concrete • Self-healing • Crack-sealing • SAP • Bacteria

1. ÚVOD

Samohojení, ve smyslu autonomní detekce a samovolné opravy trhlin, přitahuje v současné době velkou pozornost v oblasti betonových konstrukcí. Trhliny na povrchu konstrukcí umožňují vodě a agresivním látkám proniknout do materiálu, což má za následek další degradaci materiálů, a tím snížení trvanlivosti celé konstrukce.

Pravidelné manuální kontroly a údržba betonových konstrukcí jsou vysoce pracná a ekonomicky náročná opatření. Navíc v mnoha případech může být sanace trhlin kvůli špatné dostupnosti určitých částí konstrukce komplikovaná, až téměř nemožná. Z těchto důvodů je vývoj cementového kompozitu se samohojitelnou schopností, který by zajistil prodloužení životnosti konstrukce ekonomicky důležitým tématem, které přitahuje i komerční pozornost.

V posledním desetiletí bylo publikováno značné množství studií zaměřujících se na beton se zvýšenou schopností samohojení na bázi metabolické aktivity určitých mikroorganismů. Samohojení, nebo konkrétně autonomní zacelování trhlin, se zakládá na takzvaném biokalcifikačním procesu, tj. schopnosti speciálních typů mikroorganismů (většinou bakterií) produkovat uhličitán vápenatý (CaCO_3), pokud jsou aplikovány spolu s vhodnými nutričními sloučeninami (Castanier, Le Metayer-Levrel a Perthuisot, 1999). V tomto biologickém betonu jsou bakterie ve své rezistentní formě spor zabudovány přímo do betonové matrice během procesu míchání. Standardní betonová směs je dále obohacena o potřebné živiny, tj. o zdroj vápníku a určitého druhu metabolického aktivátoru. Zpracování směsi se jinak neliší od tradičních postupů. Proces biokalcifikace započne až ve chvíli, kdy dojde k vytvoření trhliny a voda pronikne dovnitř materiálu. Voda spolu s přítomnými živinami způsobí přeměnu bakteriálních spor zpět do své vegetativní fáze, ve které dochází k tvoření CaCO_3 .

Ačkoli řada výzkumů uvádí značný samohojitelný potenciál bioaktivních cementových kompozitů (Bang, Galinat a Ramakrishnan, 2001; Jonkers et al., 2010; Wang, De Belie a Verstraete, 2012; Erşan et al., 2015; Erşan, 2016; Luo a Qian, 2016; Tziviloglou et al., 2016; Al-Salloum et al., 2017; Alazhari et al., 2018; Wang, 2018), několik překážek zůstává nevyřešeno. Experimenty ukázaly, že metabolická aktivita inkorporovaných bakterií významně klesá po cca 7 dnech (Jonkers et al., 2010) od

* Školitel: prof. Ing. Alena Kohoutková, CSc.

betonáže. Tento pokles bývá přičítán mechanické destrukci bakterií krystalizačními tlaky ve stárnoucím betonu, a tím poukazuje na důležitost ochrany bakteriálních spor uvnitř materiálu (Wang, De Belie a Verstraete, 2012; Wang et al., 2014; Chen, Qian a Huang, 2016; Tziviloglou et al., 2016; Ersan, Boon and De Belie, 2018). Navíc, zejména v případě vodorovných konstrukcí, může být problematické zajistit dostatečný přísun vody, který je pro proces biokalcifikace zásadní. Obě tyto nevýhody biologického přístupu k samohojitelnému betonu jsou v tomto článku řešeny aplikací superabsorpčních polymerů.

Superabsorpční polymer (SAP) je označení pro polymer s absorpční kapacitou až stonásobnou ku své vlastní hmotnosti. V nedávných studiích byl SAP zkoumán jako přídavek do betonu, který by mohl pozitivně ovlivnit autogenní smršťování (Jensen a Hansen, 2001), mrazuvzdornost (Reinhardt, Assmann a Mönnig, 2008), vodotěsnost (Mechtcherine, 2016) a vylepšení přirozené samohojitelné schopnosti betonu (Snoeck et al., 2012). Na základě slibných výsledků byla v několika studiích navržena a zkoumána kombinace SAP a biologických samohojitelných principů. Teoreticky by mohl polymer nejen chránit bakterie před destruktivními tlaky ve stárnoucím betonu, ale také poskytnout potřebnou vlhkost díky svým značným absorpčním schopnostem.

V článku (Giriselvam et al., 2018) byly vyrobeny a zkoumány vzorky z cementového kompozitu obsahující bakterie, živiny a SAP v různých koncentracích. V této studii mělo přidání SAP za následek lepší hojení potrháných vzorků ve srovnání s čistě bakteriálními vzorky. Uvádí se zde však, že spotřeba vody aplikovaného SAP byla pouze 86 g/g SAP, což není v souladu s běžnými hodnotami. Z tohoto důvodu nemusí být výsledky obecně použitelné. Dále nebyly vyrobeny žádné vzorky SAP bez bakterií, takže ochranný účinek samotného SAP není jasně detekovatelný.

Ve studii (Wei et al., 2019) byl SAP primárně použit ke zlepšení samotného autogenního zacelování trhlin. Ochrana bakterií byla v tomto experimentu zajištěna jejich imobilizací v biocharu (biouhlí). V tomto článku bylo zaznamenáno uzavření trhlin o šířce větší než 0,6 mm v případě aplikace SAP, biocharem imobilizovaných bakteriálních spór a polyvinylalkoholových vláken.

Přestože již byl proveden určitý výzkum aplikace SAP v samohojitelném betonu na biologické bázi, je zapotřebí dalšího vývoje, jelikož výsledky se mohou dramaticky lišit v závislosti na konkrétním typu použitých materiálů. Současný experiment prezentovaný v tomto článku se zabývá aplikací bakteriálních spór *Bacillus pseudofirmus*, SAP a dvou nutričních sloučenin (laktát vápenatý a kvasničný extrakt). Samohojitelný potenciál materiálu je zde stanoven na několika sériích trámků z cementového kompozitu, které byly porušeny tříbodovým ohybem, a dále ponořeny ve vodě za účelem sledování zacelování vytvořených trhlin.

2. EXPERIMENTÁLNÍ ČÁST

2.1. Materiály

Za účelem stanovení použitelnosti SAP v samohojitelném betonu na biologické bázi byla připravena cementová malta obsahující běžný portlandský cement, destilovanou vodu s / bez bakteriálních spór, písek, SAP a nutriční přísady.

Biologická samohojitelná složka, bakterie *Bacillus pseudofirmus* (LMG 17944), byla vybrána na základě experimentů popsaných v dostupné literatuře (Jonkers a Schlangen, 2008; Jonkers et al, 2010, Chiu, Chen a Ting, 2018; Paine et al, 2018). Kultivace a sporulace byly provedeny na základě doporučení dodavatele (Belgian Coordinated Collections of Microorganisms).

Jako ochranu bakteriálních spór byl použit komerčně dostupný SAP (zesítěný kopolymer akrylamid/kyselina akrylová, draselná sůl získaná od Evonik Industries). Naše předchozí výzkumy materiálových charakteristik ukázaly, že jeho absorpční kapacita při pokojové teplotě v destilované vodě dosahuje až 245 g roztoku/g SAP, avšak se zvyšující se přítomností iontů absorpce drasticky klesá. V živném roztoku (60 g/l laktátu vápenatého a 17 g/l kvasničného extraktu) byla absorpce pouze 15 g roztoku/g SAP (Schreiberová, Fládr, et al., 2019). Lze tedy očekávat, že absorpce kapaliny v čerstvé cementové pastě s nutričními sloučeninami bude významně omezena.

Živné sloučeniny a jejich dávkování bylo stanoveno na základě předchozích studií prezentovaných v dostupné literatuře a vlastního předběžného výzkumu (Schreiberová, Bílý, et al., 2019). Mléčnan vápenatý ($C_6H_{10}CaO_6 \cdot 5H_2O$, čistota > 98%, získané z Carl Roth GmbH + Co. KG, Německo) jako zdroj vápníku a kvasničný extrakt (získaný od firmy Carl Roth GmbH + Co. KG, Německo) jako metabolický aktivátor byly úspěšně použity v mnoha studiích (Jonkers et al., 2010; Wang et al., 2014; Luo a Qian, 2016; Chen a Al., 2018) a bylo prokázáno, že jsou vhodnými sloučeninami pro vývoj bioaktivního samohojitelného betonu.

2.2. Receptura použité směsi

V Tabulce 1 jsou uvedeny receptury použitých směsí cementových kompozitů. Byly připraveny celkem čtyři série. Jako kontrolní sloužila směs REF, která neobsahovala ani bakteriální spory, ani SAP. Směs obsahující přímo přidané spory bez SAP (BAK) poskytovala zhodnocení příspěvku SAP k ochraně spór. Směs REF+SAP (přidaný SAP) sloužila jako kontrolní směs pro stanovení příspěvku polymeru k samoléčbě. Nakonec byla připravena směs SAP+BAK za účelem vyhodnocení samohojitelného potenciálu kombinace SAP-bakterie.

Dávka cementu a písku, byla stanovena na 586 kg/m³ a 1759 kg/m³. V případě směsí obsahujících SAP (REF+SAP a SAP+BAK) bylo aplikováno větší množství záměsové vody, aby se doplnil objem kapaliny absorbované polymerem. Vodní součinitel (w/c) v těchto směsích byl 0,6, zatímco ve zbývajících sériích pouze 0,5. Množství doplňkové záměsové vody (21 g vody/g SAP) bylo aplikováno na základě našich předchozích

* Školitel: prof. Ing. Alena Kohoutková, CSc.

výzkumů zabývajících se zpracovatelností SAP-cementové malty (Schreiberová, Fládr, et al., 2019). Dále všechny směsi, včetně kontrolní (REF), obsahovaly laktát vápenatý (3,0% hmot. cementu) a kvasničný extrakt (0,85% hmot. cementu).

SAP byl aplikován do směsi v suchém stavu v dávce 0,5% hmot. cementu. Tato hodnota byla vybrána na základě našich předchozích výzkumů, které byly zaměřeny na stanovení vlivu SAP na mechanické vlastnosti (Schreiberová, Fládr, et al., 2019). Bakteriální spory byly přidány do určených směsí jejich pečlivým rozptýlením v záměsové vodě. Konečná koncentrace spor v roztoku byla cca 10^6 CFU/ml.

Tabulka 1. Receptury použitých směsí cementového kompozitu.

Material	REF	BAK	REF +SAP	SAP +BAK
CEM I R 42.5 [kg/m ³]	586	586	586	586
Destilovaná voda [kg/m ³]	293	293	355	355
Písek [kg/m ³]	1759	1759	1759	1759
SAP [hm.% cementu]	-	-	0.50	0.50
Mléčnan vápenatý [hm.% cementu]	3,00	3,00	3,00	3,00
Kvasničný extrakt [hm.% cementu]	0,85	0,85	0,85	0,85
<i>Bacillus pseudofirmus</i> [CFU/ml]	-	1×10^6	-	1×10^6

2.3. Příprava vzorků

Nutriční sloučeniny a SAP, pokud byly použity, byly přidány k cementu a spolu míchány po dobu 1 minuty, aby se dosáhlo co nejjednotnější distribuce ve směsi. Záměsová voda s/bez dispergovaných bakteriálních spor byla přidána dle příslušné normy na přípravu cementových past.

Před betonáží byla konzistence REF a REF+SAP stanovena pomocí testu rozlitím dle příslušné normy, aby se určil dopad přidání SAP a extra dávky záměsové vody na zpracovatelnost pasty.

Následně byly všechny směsi uloženy do forem 40x40x160 mm. Vzorky byly vyztuženy ocelovými vlákny, které byly umístěny cca 10 mm pod okraj formy doprostřed rozpětí. Tato výztuž měla usnadnit následné kontrolované vytváření trhlin tříbodovým ohybem. Formy s vloženými ocelovými vlákny pak byly ponechány zakryté při pokojové teplotě a vlhkosti. Po 24 hodinách byly vzorky odbedněny a ošetřovány po dobu 28 dní při 25 ° C a cca 90% RH.

2.4. Kontrolované trhliny a jejich zacelování

Za účelem stanovení samohojitelného potenciálu betonu s bakteriemi a SAP byly po konci 28-denní ošetřovací doby na vzorcích vytvořeny kontrolované trhliny pomocí tříbodového

ohybu. Umístění a šířky trhlin byly pečlivě zaznamenány pomocí fotografií s vysokým rozlišením. Dále byl také povrch trhlin zaznamenán pomocí skenovacího 3D optického mikroskopu. Po pečlivém zaznamenání stavu trhlin byly vzorky podrobeny procesu hojení.

V zacelovacím období byly popraskané vzorky umístěny do otevřených plastových nádob naplněných standardní vodou z vodovodu a ponechány otevřené při pokojové teplotě po dobu 28 dní. Po uplynutí doby hojení byly vzorky vyjmuty z nádob a stav trhlin byl znovu zaznamenán pomocí fotografie s vysokým rozlišením a 3D skenovací optickou mikroskopií.

3. VÝSLEDKY

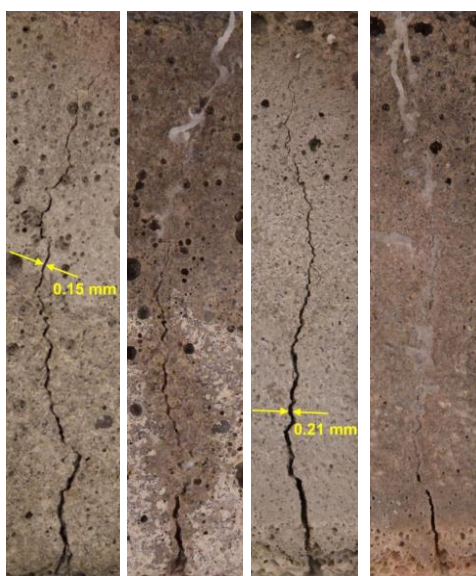
3.1. Zkoušky konzistence

Zkouška rozlitím ukázala, že přidání 0,5% SAP k hmotnosti cementu spolu s navýšením záměsové vody o 20% vede (REF+SAP) k pastě s obdobnou konzistencí jako referenční (REF). Průměr rozlití kontrolní série bez SAP a extra záměsové vody (REF) dosáhl 18,6 mm a, ne příliš odlišně, průměr rozlití u pasty REF+SAP dosáhl hodnoty 18,2 mm.

3.2. Účinnost samohojícího procesu

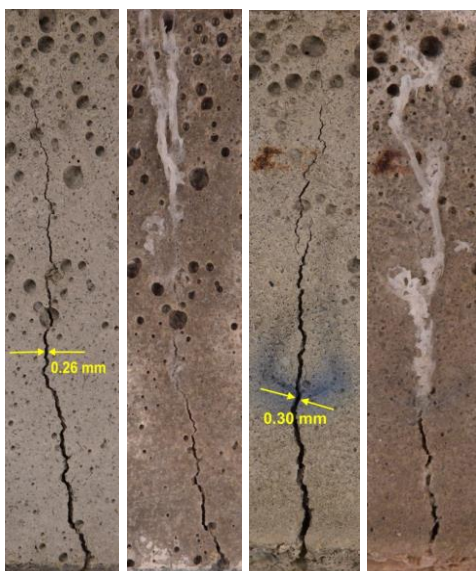
Účinnost samohojícího procesu, tedy zacelení trhlin, byla v tomto článku hodnocena vizuálními kontrolami prostřednictvím skenovací optické 3D mikroskopie a fotografií s vysokým rozlišením. Fotografické snímky, které porovnávají stav před 28 denním ponořením do vody a po období hojení, lze vidět na Obrázku 1.

* Školitel: prof. Ing. Alena Kohoutková, CSc.



REF

BAK



REF+SAP

SAP+BAK

0 dní

28 dní

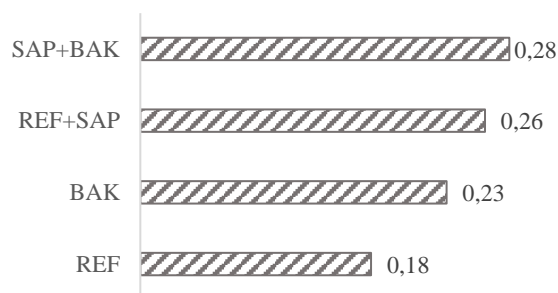
0 dní

28 dní

Obrázek 1. Porovnání trhlin v cementových vzorcích před a po procesu hojení - na obrázcích je vyznačena maximální počáteční šířka praskliny, která byla zahojena.

Z výsledků je zřejmé, že ve všech zkoumaných sériích došlo k jistému zacelení trhlin. Jak je možné pozorovat, ve všech vzorcích byly detekovány nově vytvořené bílé krystalické sraženiny. Následující vyhodnocení výsledků odhalilo, že maximální počáteční šířky trhliny, kde se sraženiny vytvořily, se lišily v závislosti na složení směsi (Obrázek 2). Vzorky od každé směsi byly připraveny ve třech opakováních. Na základě fotografického představení tak byly změřeny maximální počáteční šířky trhlin, které byly zahojeny, a následně byla stanovena jejich průměrná hodnota pro každou směs.

V kontrolních vzorcích (REF) byla průměrná maximální počáteční šířka trhlin 0,18 mm. V bakteriálních vzorcích BAK se zacelená šířka zvýšila na 0,23 mm. Ve vzorcích, kde byl přidán pouze SAP (REF+SAP), dosáhla průměrná počáteční šířka trhlin 0,26 mm. A konečně, ve vzorcích SAP+BAK obsahujících bakterie i SAP bylo možné pozorovat sraženiny v trhlinách s průměrnou počáteční šířkou až 0,28 mm.



Obrázek 2. Průměrná hodnota maximální počáteční šířky trhliny.

4. DISKUZE

V souladu s předpoklady bylo z důvodu vlastní autogenní samohojitelné schopnosti cementových kompozitů pozorováno zacelení trhliny ve všech sériích včetně kontrolní (REF). Pozitivní vliv přídavku SAP, a to zejména v případě šířky trhlin pod 0,5 mm, na autogenní hojení bylo již popsáno jinde (Wei et al., 2019). Srovnatelně s těmito výsledky byla v tomto článku maximální šířka zahojené trhliny u REF+SAP o 49% větší ve srovnání s kontrolní sérií. Je však třeba vzít v potaz, že samotný přídavek záměsové vody mohl mít značný pozitivní vliv na autogenní zacelení trhliny.

Přidání bakterií (BAK) zvýšilo průměrnou šířku zahojené trhliny o 33% ve srovnání s kontrolní směsí (REF). Nejvyšší hodnota maximální šířky trhliny zahojené po 28 denním ponoření do vody byla pozorována ve vzorcích obsahujících kombinaci bakterie s SAP (SAP+BAK). Hodnota byla o 60% vyšší ve srovnání s kontrolní směsí.

Přestože výsledky prezentované v tomto článku naznačují pozitivní dopad přidání SAP a bakterií na samohojící schopnost cementového kompozitu, maximální šířka zacelené trhliny v tomto experimentu byla pouze 0,32 mm. Tato hodnota neodpovídá dřívějším studiím, kde trhliny široké až 0,70 mm byly zcela zahojeny (Gupta, Kua a Pang, 2018). Tento rozpor může být důsledkem nedostatečné distribuce hojivého činidla (bakterií a výživných látek) v maltě. Dále sice může SAP úspěšně fungovat jako rezervoár vlhkosti a zvyšovat přirozené autogenní zacelení trhlin, ale nemusí poskytovat dostatečnou ochranu bakteriálních spor před krystalizačními tlaky.

5. ZÁVĚRY

* Školitel: prof. Ing. Alena Kohoutková, CSc.

V současné studii byla použita kombinace bakterií *Bacillus pseudofirmus*, nutričních sloučenin a SAP v cementovém kompozitu za účelem vyhodnocení samohojitelného potenciálu tohoto materiálu. Vzorky s uměle vytvořenými trhlinami byly podrobeny 28dennímu zacelovacímu období a následně byl stav trhlín vyhodnocen. Na základě současného experimentálního výzkumu lze vyvodit následující závěry:

- Přidáním SAP a přídatné záměsové vody se zvyšuje autogenní zacelení trhlín v cementovém kompozitu.
- Bakteriální samohojitelné činidlo (*Bacillus pseudofirmus*, laktát vápenatý a kvasničný extrakt) poměrně významně zlepšuje zacelení trhlín ve srovnání s referenční směsí bez činidla.
- Ochrana bakteriálních spor pomocí SAP nemusí být dostatečná a je třeba zvážit další dodatečné způsoby ochrany.

PODĚKOVÁNÍ

Tento příspěvek byl připraven díky podpoře Grantové agentury České republiky (GAČR), projektu „Samohojení cementových kompozitů v důsledku bakteriální kalcifikace“ (č. 18-15697s) a projektu „Trvanlivost betonové konstrukce a posouzení jejího životního cyklu“(SGS19/149/OHK1/3T/11).

Reference

- Al-Salloum, Y. *et al.* (2017) ‘Bio-induction and bioremediation of cementitious composites using microbial mineral precipitation – A review’, *Construction and Building Materials*. Elsevier, 154, pp. 857–876. doi: 10.1016/J.CONBUILDMAT.2017.07.203.
- Alazhari, M. *et al.* (2018) ‘Application of expanded perlite encapsulated BAKteria and growth media for self-healing concrete’, *Construction and Building Materials*. Elsevier, 160, pp. 610–619. doi: 10.1016/J.CONBUILDMAT.2017.11.086.
- Bang, S. S., Galinat, J. K. and Ramakrishnan, V. (2001) ‘Calcite precipitation induced by polyurethane-immobilized *Bacillus pasteurii*’, *Enzyme and Microbial Technology*. Elsevier, 28(4–5), pp. 404–409. doi: 10.1016/S0141-0229(00)00348-3.
- Castanier, S., Le Metayer-Levrel, G. and Perthuisot, J.-P. (1999) ‘Ca-carbonates precipitation and limestone genesis — the microbiogeologist point of view’, *Sedimentary Geology*, 126, pp. 9–23.
- Ersan, Y. C. (2016) *Microbial nitrate reduction induced autonomous self-healing in concrete*. UGent.
- Erşan, Y. Ç. *et al.* (2015) ‘Self-protected nitrate reducing culture for intrinsic repair of concrete cracks.’, *Frontiers in microbiology*. Frontiers Media SA, 6, p. 1228. doi: 10.3389/fmicb.2015.01228.
- Ersan, Y. C., Boon, N. and De Belie, N. (2018) ‘Granules with activated compact denitrifying core (ACDC) for self-healing concrete with corrosion protection functionality’, in *Conference: PRO 123: Final Conference of RILEM TC 253-MCI: Microorganisms-Cementitious Materials Interactions*. Toulouse, pp. 475–484.
- Giriselvam, M. G. *et al.* (2018) ‘Enhancement of crack healing efficiency and performance of SAP in biocrete’, *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 310(1). doi: 10.1088/1757-899X/310/1/012061.
- Gupta, S., Kua, H. W. and Pang, S. D. (2018) ‘Healing cement mortar by immobilization of BAKteria in biochar: An integrated approach of self-healing and carbon sequestration’, *Cement and Concrete Composites*. doi: 10.1016/j.cemconcomp.2017.11.015.
- Chen, C.-C. and Al., E. (2018) ‘Evaluation of effect of nutrients, calcium precursors, and BAKteria on mechanical properties of mortar specimens’, in *Final Conference of RILEM TC 253-MCI*. Toulouse.
- Chen, H., Qian, C. and Huang, H. (2016) ‘Self-healing cementitious materials based on BAKteria and nutrients immobilized respectively’, *Construction and Building Materials*. Elsevier Ltd, 126, pp. 297–303. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.09.023.
- Chiu, C. H., Chen, C. C. and Ting, W. T. (2018) ‘Using lightweight aggregated as a carrier for BAKterial spores in self-healing concrete’, in *The Proceedings of the Final Conference of RILEM TC 253-MCI*. Toulouse.
- Jensen, O. M. and Hansen, P. F. (2001) ‘Water-entrained cement-based materials: I. Principles and theoretical BAKkground’, *Cement and Concrete Research*. Pergamon, 31(4), pp. 647–654. doi: 10.1016/S0008-8846(01)00463-X.
- Jonkers, H. M. *et al.* (2010) ‘Application of BAKteria as self-healing agent for the development of sustainable concrete’, *Ecological Engineering*, 36(2), pp. 230–235. doi: 10.1016/j.ecoleng.2008.12.036.
- Jonkers, H. and Schlangen, E. (2008) ‘Development of a BAKteria-based self healing concrete’, *Tailor Made Concrete Structures*, (December), pp. 109–109. doi: 10.1201/9781439828410.ch72.
- Luo, M. and Qian, C. (2016) ‘Influences of BAKteria-based self-healing agents on cementitious materials hydration kinetics and compressive strength’, *Construction and Building Materials*. Elsevier Ltd, 121, pp. 659–663. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.06.075.
- Mechtcherine, V. (2016) ‘Use of superabsorbent polymers (SAP) as concrete additive.pdf’, *RILEM Technical Letters*, (1), pp. 81–87.
- Paine, K. *et al.* (2018) ‘Application and performance of BAKteria-based self-healing concrete’, pp. 387–394. Available at: <https://researchportal.bath.ac.uk/en/publications/application-and-performance-of-BAKteria-based-self-healing-concrete> (Accessed: 22 November 2018).
- Reinhardt, H. W., Assmann, A. and Mönnig, S. (2008) ‘Superabsorbent Polymers (SAPS) - An Admixture to Increase the Durability of Concrete’, *1st International*

* Školitel: prof. Ing. Alena Kohoutková, CSc.

Conference on Microstructure Related Durability of Cementitious Composites, (October), pp. 313–322. Available at: <http://demo.webdefy.com/rilem-new/wp-content/uploads/2016/10/pro061-034.pdf>.

- Schreiberová, H., Fládr, J., *et al.* (2019) ‘An investigation of the compatibility of different approaches to self-healing concrete: The superabsorbent polymers and microbially induced calcite precipitation’, in *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. Prague: IOP Publishing Ltd.
- Schreiberová, H., Bílý, P., *et al.* (2019) ‘Impact of the self-healing agent composition on material characteristics of bio-based self-healing concrete’, *Case Studies in Construction Materials*. doi: 10.1016/j.cscm.2019.e00250.
- Snoeck, D. *et al.* (2012) ‘Self-healing cementitious materials by the combination of microfibres and superabsorbent polymers’, *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, 25(1), pp. 13–24.
- Tziviloglou, E. *et al.* (2016) ‘BAKteria-based self-healing concrete to increase liquid tightness of cracks’, *Construction and Building Materials*. Elsevier Ltd, 122, pp. 118–125. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.06.080.
- Wang, J. (2018) ‘Screening of pH-responsive hydrogels for encapsulation of BAKteria for concrete crack self-healing’, in *The Proceedings of the Conference: RILEM Technical Committee 253 Microorganisms-Cementitious Materials Interactions*. Toulouse.
- Wang, J. Y. *et al.* (2014) ‘Self-healing concrete by use of microencapsulated BAKterial spores’, *Cement and Concrete Research*. Elsevier Ltd, 56, pp. 139–152. doi: 10.1016/j.cemconres.2013.11.009.
- Wang, J. Y., De Belie, N. and Verstraete, W. (2012) ‘Diatomaceous earth as a protective vehicle for BAKteria applied for self-healing concrete’, *Journal of Industrial Microbiology and Biotechnology*, 39(4), pp. 567–577. doi: 10.1007/s10295-011-1037-1.
- Wei, H. *et al.* (2019) ‘Biochar-immobilized BAKteria and superabsorbent polymers enable self-healing of fiber-reinforced concrete after multiple damage cycles’, *Cement and Concrete Composites*. Elsevier, 100(February), pp. 35–52. doi: 10.1016/j.cemconcomp.2019.03.017.

* Školitel: prof. Ing. Alena Kohoutková, CSc.

NÁVRH SPOJITÉ MOSTNÍ KONSTRUKCE

Jan Škarda, *

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

ABSTRAKT

Článek představuje návrh a posouzení mostní konstrukce na přeložce silnice III/11812 přes budoucí prodloužení dálnice D4 směrem na Písek. Na základě směrového a výškového vedení komunikace, jsou vypracovány 4 varianty řešení. Výslednou variantu tvoří spojitý deskotrámový nosník o třech polích s rozpětími 20 + 34,5 + 20 m. Nosná konstrukce je podepřena stojkami spojenými s nosnou konstrukcí vrubovými klouby. Na opěrách je potom konstrukce uložena na hrncová ložiska.

KLÍČOVÁ SLOVA

Silniční most • Předpjatý beton • Půdorysně zakřivená konstrukce

ABSTRACT

The article represents a design and analysis of a bridge structure on the crossing of relocated road III/11812 over the future extension of the motorway D4 towards Písek. Based on the geometrical road design of the relocated road, 4 variants of solution are proposed. The result version is designed as a slab-girder continuous 3-span beam bridge with spans of 20 + 34,5 + 20 m. The load-carrying structure is supported by intermediate piers connected to the deck by concrete hinges and by end abutments with pot bearings.

KEYWORDS

Road bridge • Prestressed concrete • Horizontally curved structure

1. ÚVOD

V tomto článku jsou shrnuty výsledky diplomové práce¹, která se zabývá návrhem spojitě mostní konstrukce o 3 polích. Byly navrženy celkem 4 varianty řešení, přičemž pro vybrání výsledné varianty byly 2 z nich posouzeny na mezní stav použitelnosti a u jedné z nich byl proveden návrh předpětí. Na základě výsledků byla vybrána finální varianta, která byla dále analyzována.

Dále tento článek stručně popisuje navržené varianty. Výsledná varianta řešení je popsána podrobněji.

¹ ŠKARDA (2018)

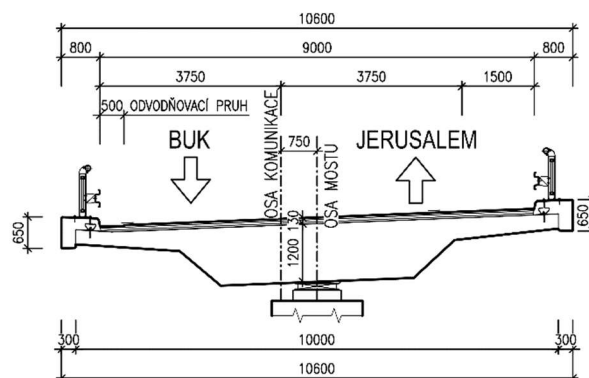
* Školitel: doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.

2. VARIANTA A

V této variantě je nosná konstrukce navržena jako deskotrámový nosník o konstantní tloušťce 1,20 m. Konstrukce má celkem 4 pole o rozpětích 20 + 18 + 16,5 + 20 m. Celková délka konstrukce mezi osami uložení na opěrách je tedy 74,5 m. Horní povrch konstrukce je, vzhledem k půdorysnému oblouku převáděné komunikace, v dostředném sklonu 4%.

Podepření konstrukce je realizováno pomocí jednoho pilíře s hrncovým ložiskem vždy v ose mostu. Na opěrách je konstrukce uložena na dvojici hrncových ložisek, která jsou pod koncovým příčником.

Tato varianta nebyla dále posuzována protože jeden z jejich pilířů byl v dělicím pásu mezi jednotlivými jízdni směry přemostované dálnice.

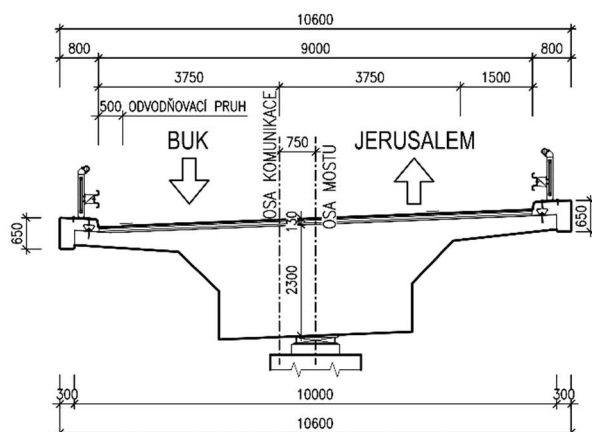


Obrázek 1: Příčný řez variantou A

3. VARIANTA B

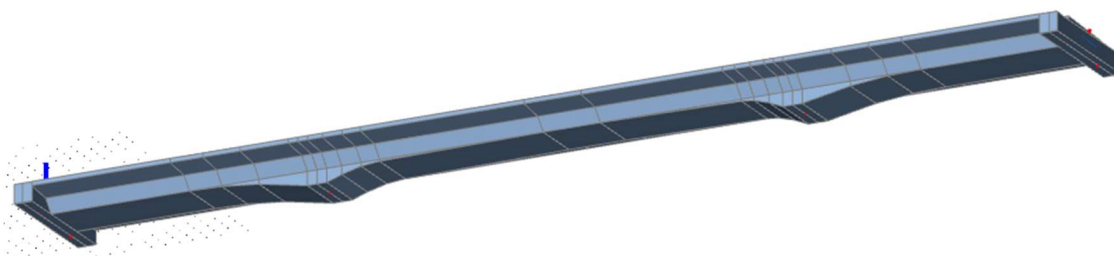
Variantu B tvoří rovněž deskotrámový nosník, tentokrát o třech polích. Jsou zde navrženy náběhy v místech podpěr, kde výška průřezu dosahuje 2,30 m a uprostřed rozpětí je tloušťka desky 1,30 m, náběh má tedy výšku 1,00 m.

V podélném směru jsou navržena rozpětí 20 + 34,5 + 20 m, celková délka mezi osami uložení na opěrách je tedy rovněž 74,5 m jako u varianty A. Na opěrách je konstrukce uložena na dvojici hrncových ložisek, na každém pilíři je vždy jedno hrncové ložisko.



Obrázek 2: Příčný řez variantou B

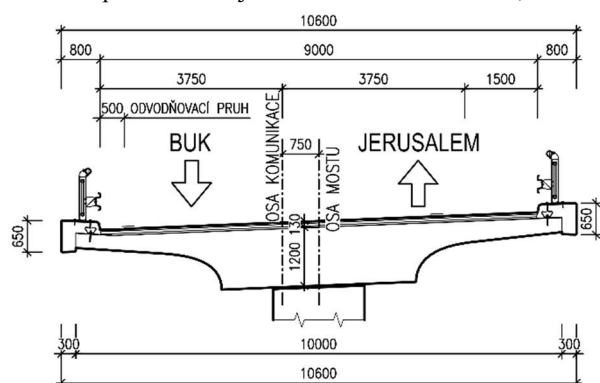
Byl zde proveden návrh předpětí, kde bylo tzv. vynásecími silami vyrovnáno alespoň 90% stálých zatížení. Po návrhu předpětí bylo provedeno posouzení z hlediska mezních stavů použitelnosti a byla vykreslena výsledná napětí uprostřed prvního pole, nad první podporou a uprostřed druhého pole. Na základě těchto napětí byla vybrána výsledná varianta.



Obrázek 3: Vizualizace výpočetního modelu – varianta B

4. VARIANTA C

Rovněž v této variantě je navržen deskotrámový nosník, s mírně odlišným tvarem příčného řezu a sice; se zaoblením dolních částí konzol. Tento tvar působí jemnějším dojmem. Tloušťka příčného řezu je konstantní a má hodnotu 1,20 m.



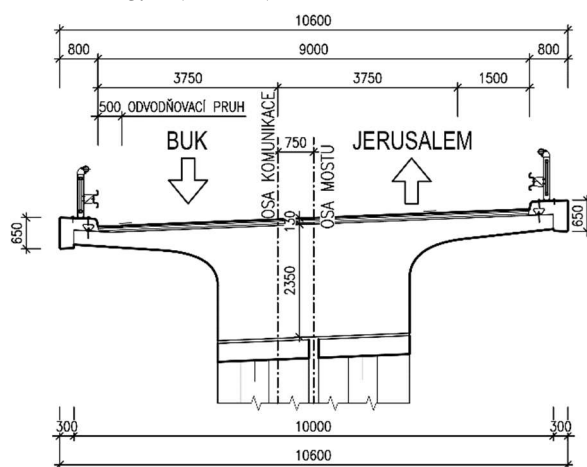
Obrázek 4: Příčný řez variantou C

V podélném směru jsou navržena 3 pole o rozpětích 20 + 34,5 + 20 m (jako u předešlých variant). Jak je patrné z

příčného řezu výše, konstrukce je na podpěrách uložena pomocí vrubových kloubů, čímž je eliminována nutnost údržby ložisek.

Rovněž jako u předchozí varianty byl proveden návrh předpětí, posouzení MSP a vykreslení průběhů napětí.

5. VARIANTA D



Obrázek 5: Příčný řez variantou D

* Školitel: doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.

V této variantě byl navržen vzpěradlový rám, jehož tloušťka příčného řezu uprostřed rozpětí je 1,20 m a nad stojkami potom 2,35 m.

Konstrukce je podporována šikmými stojkami, které jsou spojeny s opěrami pomocí šikmých vzpěr kopírujících terén u opěr. Rozpětí konstrukce potom jsou 15,645 m + 44 m + 16,325 m. Celková délka mezi opěrami je tedy 75,97 m. V důsledku tohoto řešení dojde ke snížení vodorovných sil působících na základy podpěr. Přičemž v podrobném návrhu by toto řešení bylo konstruováno tak, aby úhel stojek dával vodorovnou sílu rovnající se navržené síle od předpětí. Tím by vznikla dvojice sil a konstrukce by od stálého zatížení působila pouze svisle – jedna řada pilot by byla tažená a druhá tlačená. Jednalo by se tedy o samokotvenou konstrukci.



Obrázek 6: Vyzualizace výpočetního modelu – varianta D

6. SHRNUTÍ VARIANT

Výše byly představeny navržené varianty řešení.

Varianta A byla z dalšího posuzování vyloučena záhy, vzhledem ke stojce ve střední dělicím pásu budoucí dálnice.

Varianta B se na základě spočítaných a vykreslených průběhů napětí jeví jako poměrně dobře fungující konstrukce. Nicméně vzhledem k vyšší pracnosti při provádění a kvůli spodní hraně nosné konstrukce, která by byla blízko průjezdnému profilu dálnice – nebyla tato verze rovněž dále řešena.

Pro tento návrh se z uvedených variant jeví jako nejvhodnější varianta C. Ze stanovených průběhů napětí je možno říci, že se jedná o dobře působící konstrukci.

Varianta D byla zpracována pouze po předběžný návrh předpětí.

Dále byla tedy zpracovávána varianta C.

7. VÝPOČET A POSOUZENÍ VARIANTY C

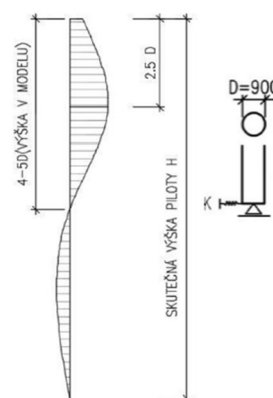
Pro výpočet této varianty byl využit výpočetní program Scia Engineer 18.0. V tomto programu byly vytvořeny modely pro posouzení podélného směru, příčného směru a koncového příčnicku. Ve výpočtu bylo uvažováno se zatíženími stálými, proměnnými – model zatížení LM1 a LM3 a teplotním zatížením.

7.1. Model pro řešení podélného směru

Model vystihující působení konstrukce v podélném směru je vytvořen jako 3D prutový model a to především proto, aby bylo zohledněno kroucení konstrukce a radiální účinky od předpětí. Výškový oblouk nebyl modelován. Rozdíl vnitřních

sil mezi konstrukcí modelovanou s výškovým obloukem a bez výškového oblouku byl cca 1%.

Geometrie konstrukce byla naimportována z programu AutoCAD 2015. Kvůli tomu, že nosná konstrukce je se štíhlými stojkami, tvořícími podpěry, spojena pomocí vrubových kloubů, je konstrukce modelována včetně spodní stavby a založení.

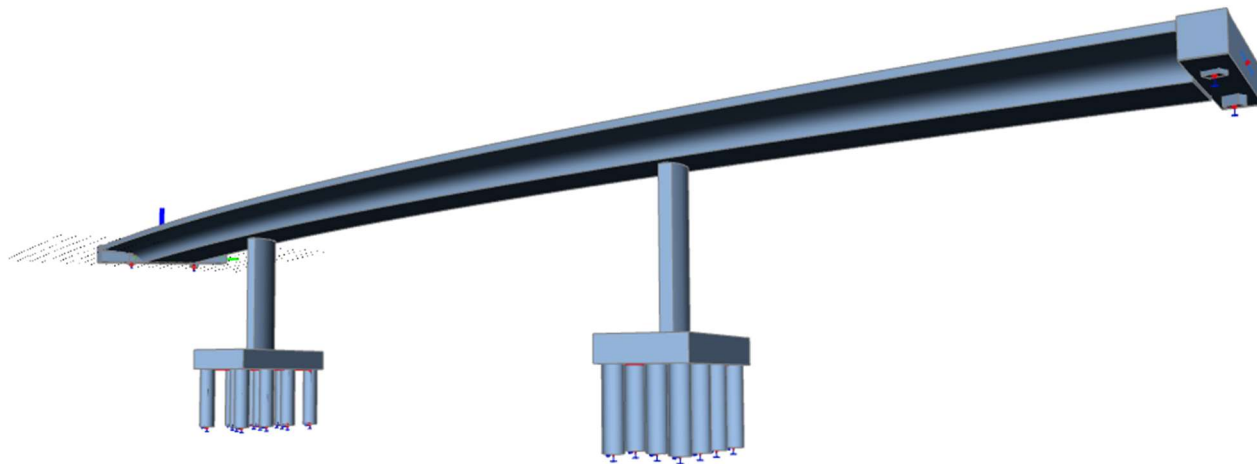


Obrázek 7: Průběh momentu na pilotě

Model založení, tedy pilot, byl zjednodušen na základě výše uvedeného obrázku. Délka pilot byla zadána jako 4D, tedy 3,6 m. Vodorovná tuhost podepření byla poté stanovena na základě následujícího vzorce, převzatého z odborné literatury.

$$K = E_{def} * 4D^2 \quad (1)$$

* Školitel: doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.



Obrázek 8: *Statický model varianty C*

Model na obrázku výše byl zatížen dle ČSN EN 1991-2.

$$|\sigma_c| \leq 0,45 f_{ck}(t) \quad (3)$$

$$|\sigma_c| \leq 0,8 f_{yk} \quad (4)$$

$$|\sigma_c| \leq 0,75 f_{pk} \quad (5)$$

7.2. Návrh předpětí

Po analýze vnitřních sil od zadaných zatížení byl proveden přesný návrh předpětí. Předběžný návrh byl realizován již při posuzování variant, kde byl účinek předpětí reprezentován ekvivalentními účinky. Nyní byl učiněn přesný návrh předpětí.

Z předběžného návrhu byly použity předpínací kabely a jejich geometrie byla upravena tak, aby vyrovnání stálých zatížení bylo v rozmezí od 95% do 100%.

Výsledná geometrie kabelů byla nakreslena v programu AutoCAD 2015 ve 3D a převedena na zdrojovou geometrii do textového souboru, odkud byla načtena do programu Scia Engineer 18.0.

Celkem bylo navrženo 12 kabelů, z nichž 4 ve středu nosníku byly projektovány jako 22ti lanné a zbylých 8 kabelů potom s 19ti lany.

Krátkodobé ztráty předpětí byly stanoveny programem Scia Engineer automaticky. Dlouhodobé byly potom odhadnuty na 10%. V programu Scia Engineer bylo tedy zadáno takové počáteční napětí, po jehož snížení o krátkodobé ztráty, dostaneme hodnotu napětí nižší, právě o 10%.

Uvažuje se betonáž a předpětí nosné konstrukce vcelku.

7.3. Posouzení konstrukce na MSP a MSÚ

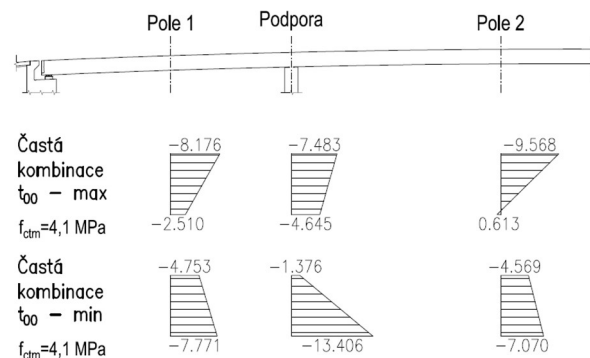
Posouzení konstrukce z hlediska mezních stavů použitelnosti (MSP) bylo provedeno v čase t_0 a t_{00} , kde jsou stanoveny podmínky omezení napětí pro charakteristickou (2) a kvazistálou (3) kombinaci, dále pro betonářskou (4) a předpínací výztuž (5).

$$|\sigma_c| \leq 0,6 f_{ck}(t) \quad (2)$$

Následně byla konstrukce posouzena z hlediska mezních stavů únosnosti (MSÚ). Nejprve na podélný ohyb, kde bylo posuzováno pole 1 a 2 a místo nad pilířem. Bylo uvažováno nejdříve s ideálním případem porušení průřezu. Tzn. že k porušení dojde zároveň v betonu i v předpínací výztuži. Z tohoto bylo odvozeno, ve kterém materiálu bude dosaženo mezního namáhání dříve a následně bylo iterováno, dokud nedošlo k rovnováze mezi N_{Ed} a N_{Rd} , následně byl dopočten moment M_{Rd} a posouzena únosnost průřezu.

Byl posouzen smyk a kroucení. Konstrukce na kroucení vyhověla bez nutnosti návrhu výztuže, ten byl nutný až u interakce smyku a kroucení. Výsledná příčná výztuž okolo a v průřezu pokrývala účinky příčného ohybu, svislého smyku, kroucení i podélného smyku.

Konstrukce na MSÚ a MSP vyhověla.

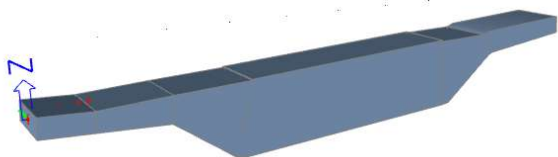


Obrázek 9: *Průběhy napětí - omezení trhlin*

* Školitel: doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.

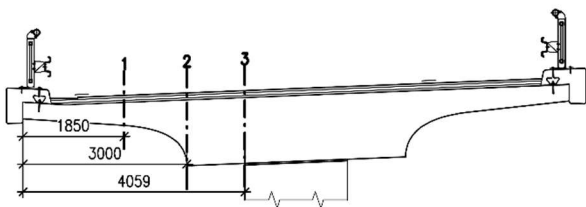
7.4. Příčný směr

Jako model pro řešení příčného směru byla vytvořena stěna v rovině XZ. Model byl uvažován s šířkou 1 m. Podepření bylo modelováno jako vetknutí po celé délce vrubového kloubu, což odpovídá působení vrubového kloubu v příčném směru.



Obrázek 10: Model příčného směru

Zatížení pro vyvození maximálního účinku bylo uvažováno vždy od kraje nosníku pro vyšetřovaný řez. Posuzované řezy byly celkem tři, jak je patrné z obrázku níže.



Obrázek 11: Posuzované řezy na ohyb

7.5. Návrh výztuže proti vytržení kabelů

Vzhledem k půdorysnému oblouku řešené konstrukce je nutno počítat i s radiálními účinky od předpětí, na které je nutno navrhnout betonářskou výztuž, aby nešlo k vytržení kabelů z konstrukce. Poloměr zakřivení nosné konstrukce je 190,75 m. Měrná síla byla stanovena podle následujícího vzorce:

$$p_h = \frac{P_{Ed}}{R} \quad (6)$$

7.6. Návrh vrubového kloubu

Pro návrh vrubového kloubu byla stanovena maximální reakce, kterou musí přenést. Vrubový kloub byl posouzen na soustředěný tlak dle vzorce:

$$F_{Rdu} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} > R_{Ed} \quad (7)$$

$$F_{Rdu} < F_{Rdu,max} = 3 * f_{cd} * A_{c0} \quad (8)$$

V neposlední řadě byly navrženy vodorovné tímínky sloužící k přenosu vodorovné síly a poté byla navržena šikmá výztuž vrubového kloubu.

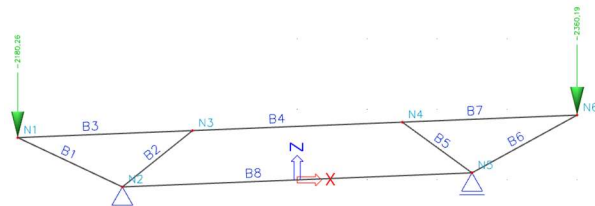
7.7. Koncový příčník

Pro řešení koncového příčníku bylo využito metody S&T neboli příhradové analogie, kde je v prvku vytvořena soustava vzpěr a táhel a ta je následně dimenzována.

Byly navrženy celkem 3 modely pro postižení různých případů namáhání.

Z vnitřích sil zjištěných z modelů byla následně navržena potřebná výztuž příčníku pro přenos reakcí a kroucení.

Dále je uveden jeden z modelů.



Obrázek 12: Model příčníku

8. ZÁVĚR

V tomto článku byl shrnut postup návrhu mostní konstrukce v rámci diplomové práce. Byly vypracovány 4 varianty řešení, z nichž některé byly posouzeny po mezní stav použitelnosti, aby bylo lépe patrné, jak která konstrukce funguje. Na základě toho byla vybrána výsledná varianta, která byla dále posuzována a navrhována na mezní stavy použitelnosti a únosnosti.

Byl analyzován podélný a příčný směr mostu, koncový příčník, vrubový kloub a kotevní oblast.

Konstrukce na všechny mezní stavy, tedy SLS a ULS vyhověla.

Literatura

- ŠKARDA, Jan, 2018. *Návrh spojitě mostní konstrukce*. Brno. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně. Fakulta stavební.
- NAVRÁTIL, Jaroslav, 2008. *Předpjaté betonové konstrukce*. 2. vyd. Brno: Cerm. ISBN 978-80-7204-561-7.
- STRÁSKÝ, Jiří a NEČAS, Radim, 2006. *Betonové mosty I – modul M01 – Základní principy navrhování*. Brno.
- KLUSÁČEK, Ladislav, 2006. *Betonové mosty I – modul M02 – nosné konstrukce mostu*. Brno.
- PANÁČEK, Josef, 2006. *Betonové mosty I – modul M03 – spodní stavba a příslušenství mostních objektů*. Brno
- NEČAS, Radim, KOLÁČEK, Jan a PANÁČEK, Josef, 2014. *Betonové mosty I – Zásady navrhování*. Brno: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební. ISBN 978-80-214-4979-4.
- ČSN EN 1992-1-1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační ústav, 2005.

* Školitel: doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.

ČSN EN 1991-2. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 2: Zatížení mostů dopravou.* Praha: Český normalizační institut, 2005.

ČSN EN 1992-2. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. Část 2: Betonové mosty – navrhování a konstrukční zásady.* Praha: Český normalizační institut, 2007.

ČSN EN 1990. *Zásady navrhování konstrukcí.* Praha: Český normalizační institut, 2004.

ČSN 73 6201. *Projektování mostních objektů.* Praha: Český normalizační institut, 2008.

ČSN 73 6214. *Navrhování betonových mostních konstrukcí.* Praha: Český normalizační institut, 2014.

* Školitel: doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.

ALIGNMENT OF STEEL FIBRES WITH ELECTROMAGNETIC FIELD

Štěpán Šonka, *

Department of Concrete and Masonry Structures, Faculty of Civil Engineering,
Czech Technical University in Prague, Thakurova 7/2077, 166 29 Prague 6, Czech Republic.
stepan.sonka@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Tento článek popisuje vliv orientace ocelové rozptýlené výztuže v betonových prvcích na jejich finální únosnost a na tvar jejich pracovního diagramu. K orientaci ferromagnetických drátků je užito působení generovaného magnetického pole a v článku je uvedeno několik příkladů úspěšné aplikace magnetického pole pro usměrnění drátků v čerstvé betonové směsi včetně specifikace magnetického pole, parametrů cívky a způsobu jakým byl prvek působení magnetického pole vystaven. V článku jsou uvedeny možnosti následného hodnocení úspěšnosti zarovnání drátků a jsou uvedeny metody jakými zarovnání lze hodnotit (rentgen, analýza obrazu atd.) Dále je představen vlastní výzkum, kde je prezentován návrh Helmholtzovi cívky a návrh směsi, která bude využita pro další experimenty. Po vyhodnocení dat je představen záměr o vývoj predikční metody za užití soft-computingu.

KLÍČOVÁ SLOVA

Orientace drátků • Cementový komposit • Magnetické pole • Automatizace

ABSTRACT

This article describes the possible approaches for aligning the ferromagnetic fibre reinforcement in fresh concrete mixture and the affect of aligned fibres in Aligned Steel Fibre Reinforced Concrete (ASFRC) on the final strength and the working diagrams of such samples. For the fibres alignment is generated magnetic field used. In the article, there are presented examples from literature, where the successful aligning of steel fibres was used. Described are the experiments set ups under effect of homogeneous magnetic field, impulse of magnetic field and linear movement of fresh sample through the magnetic field. There are also presented methodologies how to evaluate the alignment (X-ray, image processing etc.). There is mentioned the following research, first Helmholtz coil design and mixture design for aligning the fibres. The development of prediction method based of soft-computing of alignment of steel fibres is described.

KEYWORDS

Fibre Orientation • Cementitious Composite • Magnetic Field • Automation

1. INTRODUCTION

Concrete is brittle material with high compressive strength and low tensile strength. Tensile strength is traditionally transferred to

common steel reinforcement bars or the structural object is prestressed and the tensile stresses are reduced in general. These methods are well handled now days, but could be costly and time consuming for structures with shape complexity and do not provide solution for additional cracking propagation which can result in reduced life-time of the structure. Various types of fibres is offered and used for the reduction of cracking and they are used for they tensile load-bearing capacity as well. Efficiency of fibres depends on their material characteristic, shape and fibre distribution in the structural element and the trajectory of stresses underneath is load-bearing member usually exposed. Aligned fibres according to specific loading stresses can positively affect the tensile behaviour of cement composite, ductility and after-cracking hardening of specimen. Orientation of steel fibres in Steel Fibre Reinforced Concrete (SFRC) is done via several approaches. This article is focused on method where electromagnetic field is used.

2. STATE OF THE ART

Methods described in literature used for aligning the steel fibres in SFRC are divided into to two main categories. The first is passive aligning of fibres in fresh concrete mixture. Passive aligning of fibres is done via setting the casting of concrete specimen and the casting itself (Mudabu et al. 2018). It is defined with flow of mixture and movement trajectory of concreting hose. This behaviour was described, modeled and tested by (Švec et al. 2014) where for oriented fibres was crack-opening stress twice higher than for not aligned specimens. Other phenomenon, effect of form-work and geometrical shape of mouth of concreting hose, is described by (Huang et al. 2018).

The other approach is active and is determined by usage of outer forces (generated magnetic field or fields) for aligning the fibers in fresh concrete. The field of interest of this article is held in this sphere. Ferromagnetic fibres in SFRC are affected by the magnetic forces and by the bi-pole behaviour. The fibres are externally forced to aligning with the magnetic field silo-lines. The positive effect of tensile behaviour is proven by many research groups. Ru Mu, et al. in (Mu & et al. 2019) observed the 51% increase of ultimate tensile strength of specimen in ASFRC compared to not aligned, randomly distributed fibre in SFRC. Wijffels M. J. H., et al. in (Wijffels & et al. 2017) observed also higher ultimate tensile strength and higher energy absorption capacity of ASFRC tested specimen. Also was observed the dipole-dipole behaviour related to strength of magnetic field used for alignment of steel fibres, where fibres affected one each other. That could result in linear clustering and "ropes" of fibres.

* Supervisor: prof. Ing. Petr Štemberk, Ph.D., D.Eng.

2.1. Specimen in Constant Magnetic Field

Hajforoush et al. (Hajforoush et al. 2020) designed the coil generating magnetic field with intensity $|B|=0.5\text{ T}$. Coil (Figure 1) was made by PVC cylinder with diameter 200 mm and was wound up with coated copper wire with the diameter 1.35 mm with total of 1100 turns. Dimensions of the coil needs to fitted to dimensions of tested specimens where the homogeneous magnetic field is considered in 70% length of coil. For heat reduction, due to electric current passing was set to 7 A, pressman sheets were placed among the wire rounds. The SCC concrete mixture was design with dose of 1.5% of steel fibres. (Hajforoush et al. 2020)

Results observed with 3-point bending test on samples with dimensions $70 \times 70 \times 280\text{ mm}^3$. The increase in residual flexural strength of aligned samples up to 161.45% compared to samples with not aligned fibres. The mid span deflection was increased for ASFRC up to 127.52% compared to not aligned SFRC samples. (Hajforoush et al. 2020)



Figure 1: Experiment setting (.png file (Hajforoush et al. 2020)).

The homogeneous magnetic field was also experimentally tested by the research of Abrishamba et al. where was designed U-shaped electromagnet and specimens of ASFRC and SFRC was casted. Prismatic specimens was $430 \times 40 \times 30\text{ mm}^3$ where for dose of 3.0% steel fibres are presented results on Figure 2. Where the concreted specimens where tested in uni-axial tensile test, where the fibres was oriented according to principal stresses (0°), not-oriented or vertically to principal stresses (90°). There is described significant increase in crack-opening stress, ultimate tensile stress and the hardening tensile branch for well oriented fibres (0°). (Abrishambaf et al. 2017)

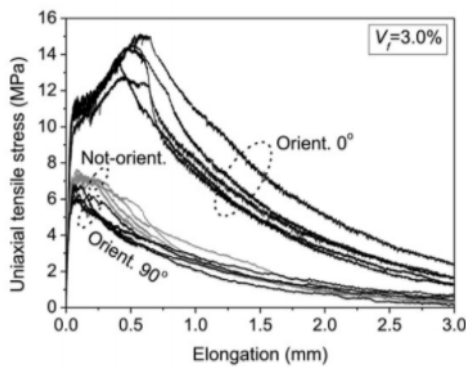


Figure 2: Uni-axial tensile test - elongation graph (.png file (Abrishambaf et al. 2017)).

2.2. Specimen in Sequences of Magnetic Field

Research team of Villar, et al. experimentally tested pulses of electromagnetic field generated by a coil and presented equation (1) that directly relates induced magnetic torque $\vec{\tau}_M$ with the rotation of steel fibres.

$$\vec{\tau}_M = \vec{\mu}_f \times \vec{B} = \|\vec{\mu}_f\| \|\vec{B}\| \sin \Theta \hat{u} \quad (1)$$

Where $\vec{\mu}_f$ is magnetic dipole moment and Θ is the initial orientation angle of fibre related to the induced magnetic field silo-lines. Where $\Theta \approx 0$ represents the ideally aligned steel fibre in cement matrix. Magnetic field generated by a coil is represented with magnetic intensity \vec{B} . Therefore fibres with angle near to 45° are exposed to the strongest value of $\vec{\tau}_M$. According to the reaserch of Villar, et al. the magnetic torque $\vec{\tau}_M$ has to be higher than the rheological torque which can be measured on the fresh cement mixture in rotational rheometer. (Villar et al. 2019)

The rotation of fibres was initiated by the pulse of the coil controlled by discharging electrical circuit. Values of maximum reached magnetic field are in range from 60.5 mT and 77.8 mT. In results, there is expressed the relation between initial angle of fibre. In total, the biggest change in $\Delta\Theta$ of fibre is for the $\Theta = 90$ and the for the fibre with angle lower than $\Theta = 20$ is the alignment despite the magnetic field strength difficult to achieve. Repetition of magnetic impulses increase the total alignment of fibres but it is also limited by the value of circa $\Theta = 20$. Figure 3. (Villar et al. 2019)

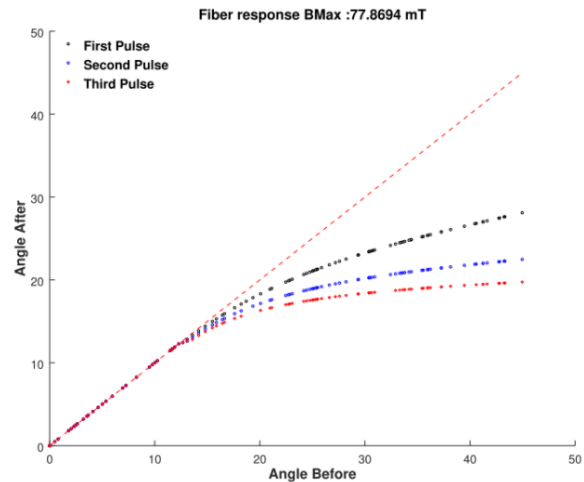


Figure 3: Convergence of alignment to orientation angle equals 20° for repeated impulses (png. file (Villar et al. 2019)).

2.3. Motion Specimen Through the Magnetic Field

This approach allows to produce longer ASFRC specimens. Specimen are moved through the coil which is generating the magnetic field and fibres are aligned with silo-lines. This is represent by research of Wijffels et al. (Wijffels & et al. 2017) where solenoid type coil was designed and constructed and samples where exposed to magnetic field for 80 s . Where strength of magnetic field in homogeneous inner part of the coil equals $|B|=60\text{ mT}$. The following magnetic strength was determined by the ability of rotating the fibres in fresh concrete mixture and by the avoiding the clustering of fibres. Aligned steel fibres (Dramix 3D) with clustering effect in silica oil are shown on Figure 4.

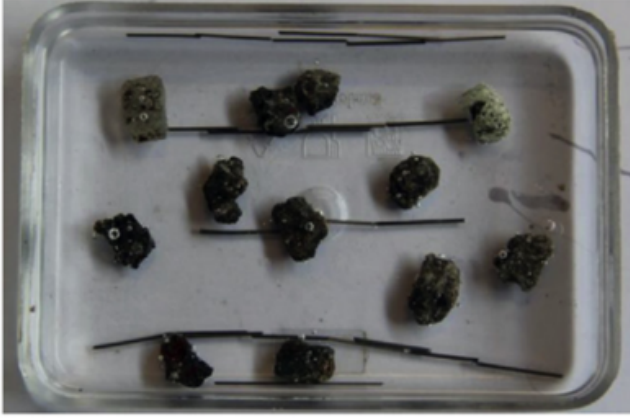


Figure 4: Aligned fibre with clustering effect (png. file (Wijffels & et al. 2017)).

For concrete specimens was designed SCC mixture where the rheological properties of fresh concrete was measured. Wijffels, et al. is pointing out that the rheological properties of concrete (μ plastic viscosity and τ yield stress) are significantly changing in time after the proper mixing of concrete mixture. The fresh concrete mixture without fibres were tested in 20 minutes intervals and for μ varies from $26.6 \text{ Pa} \times \text{s}$ to $39.0 \text{ Pa} \times \text{s}$. For τ varies from 25.1 Pa to 51.9 Pa . The time dependency of these attributes of fresh mixture are directly affecting the optimal strength of magnetic field generated with coil and therefore the proper rotation and soaking the fibres in ASFRC. The experiment was prepared that 90° rotation was desired for optimal position of fibres. The results presented are showing that in case where the alignment of steel fibres was successful, soaking of fibres is observed compared to samples with higher viscosity, where the rotation was not full filled. (Figure 5)

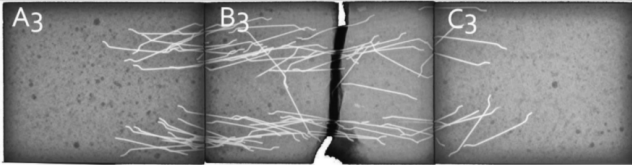


Figure 5: X-ray shot of bottom third of specimen ASFRC (png. file (Wijffels & et al. 2017)).

3. RESEARCH POSSIBILITIES

Based on the literature review following goals was set:

- What is the impact of different voltage time-dependencies on steel fibres orientation and distribution?
- What are the key fresh concrete properties needed for determining the proper voltage time-dependency employing soft computing? How to measure these properties effectively in a very short time before casting?
- What are the most suitable soft computing models to reveal the hidden patterns in the collected data?

3.1. Fresh Concrete Properties

Based on literature, the fresh concrete properties are crucial for determining the strength of magnetic field necessary for alignment of steel fibres in ASFRC. The goal was to design the sufficient SCC mixture (Table 1, Figure 6 b) for aligning the steel fibres and to determine the in-situ small scale test of fresh concrete which allows to determine easily the ideal strength of magnetic field used afterwards for the alignment. The mixture designed is iterative process and the mixture is going change slightly through the research process.

Table 1: SCC mixture design

Materials	Composition [kg m^{-3}]
CEM 42.5 R	535.1
Fine Aggregate	375.6
Limestone	267.6
Sand	995.3
Water	155.2
Super-plasticizer	37.5
Steel Fibres [%]	3.0

For the fast testing of fresh mixture of SFRC was a small scale slump test design. (Figure 6 a)

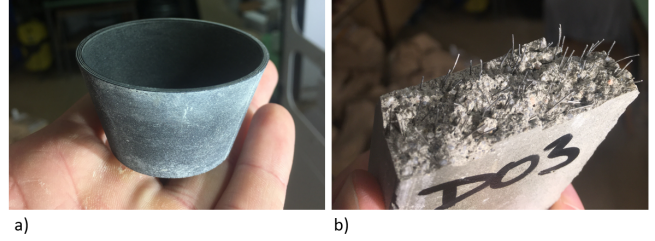


Figure 6: a) 3D printed slump test cone b) SFRC sample (png. file).

3.2. Coil and Controlled Magnetic Field

As proof of concept, there was designed small Helmholtz coil where the single fibre (MasterFibre 482) in silica oil was successfully oriented. The Helmholtz coil prototype are in general two coils connected in series or in parallel regime. The advantage of this set up is that the tested sample is visible and accessible through time the whole experiment is held. The coil was designed based on equation for magnetic induction. (Equation 2)

$$B = \mu_0 \times I \times \left(\frac{4}{5}\right)^{\frac{3}{2}} \times \frac{z}{r} \quad (2)$$

Where B is magnetic induction of coil and for the testing setting was $B = 20 \text{ mT}$ in the homogeneous part of magnetic field. μ_0 is permeability of vacuum. I is electric current going through the coils which was for the designed geometry, used wire and power supply set $I = 2.4 \text{ A}$. Power supply maximum voltage was 48.0 V . The coated copper wire used has diameter $d_{\text{wire}} = 0.5 \text{ mm}$ and number of wounds was $z = 570$ times on each of coils. Inner diameter of coil was set to $d_{\text{coil}} = 120 \text{ mm}$. Distance between coils should be equal to the inner radius of coil and was set to $z = 60.0 \text{ mm}$

For the further research new Helmholtz coil is being designed. The new coil is going to allow testing of bigger specimens and the full

control and regulation beneath the current and also allows to generate impulses of magnetic field.

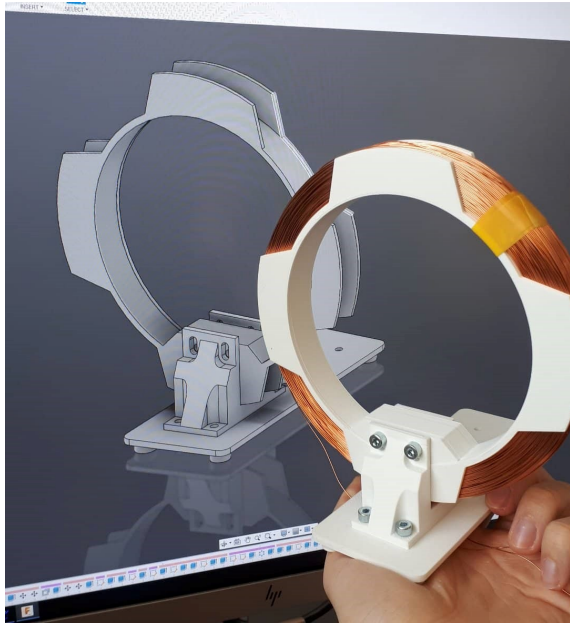


Figure 7: The first designed and produced Helmholtz coil (png. file).

3.3. Data collection and evaluation

Considering available data from literature, we are going to collect our own data based on experiments to ensure the validity. Multiple fresh concrete mixtures are going to be tested for orientation of steel fibres under variable effects of magnetic fields. Data related to the rheological properties of fresh concrete mixtures with steel fibres are going to be collected as well. The oriented samples of ASFRC specimens are going to be evaluated with destructive bending tests and the position (orientation) of steel fibre in SFRC is going to be evaluated with image processing. Collected data are going to be used for the designing soft-computing method. Methods of soft computing operates with the levels of uncertainty, therefore there are appropriate for this type of research, where many factors are taken into account. Afterward, there is going to be prepared relation between mixture properties, fibre orientation a magnetic field used for alignment of fibres. Therefore we are going to be able predict the orientation and strength properties of designed ASFRC samples which is crucial for design process.

4. CONCLUSION

In the article are presented methods of alignment of steel fibres with usage of generated magnetic field on fresh concrete samples and the significant effect on the crack opening strength, ultimate strength and occurring of the tensile hardening branch in the work diagram of tested samples. Successful orientation of steel fibres with generation of magnetic field is presented based on literature review. The various approaches of fibres alignment are presented. Described are methods with the impulses of magnetic fields, homogeneous magnetic field or by motion through the homogeneous magnetic field. Presented are also methodologies for evaluation of fibres alignment of steel fibre in ASFRC like image processing

and x-ray shooting of samples. After the literature review there is presented the possibilities for research with involving the own data collection, design of Helmholtz coil which is able to generate the controlled magnetic field, fresh concrete rheological data collecting and designing the soft computing method for ability to predict the ASFRC strength properties.

ACKNOWLEDGEMENTS

Development is done thanks to SGS20/043/OHK1/1T/11.

References

- Abrishambaf, A., Pimentel, M. & Nunes, S. (2017), 'Influence of fibre orientation on the tensile behaviour of ultra-high performance fibre reinforced cementitious composites', *Cement and Concrete Research* **97**, 28–40.
- Hajforoush, M., Kheyroddin, A. & Rezaifar, O. (2020), 'Investigation of engineering properties of steel fiber reinforced concrete exposed to homogeneous magnetic field', *Construction and Building Materials* **252**(119064).
- Huang, H., Xiaojian, G., Linshan, L. & Hui, W. (2018), 'Improvement effect of steel fiber orientation control on mechanical performance of uhpc', *Construction and Building Materials* **188**, 709–721.
- Mu, R. & et al. (2019), 'Investigation on reinforcement of aligned steel fiber on flexural behavior of cement-based composites using acoustic emission signal analysis', *Construction and Building Materials* **201**, 42–50.
- Mudabu, A., Tiberty, G., Germano, F., Plizzari, A. G. & Morbi, A. (2018), 'The effect of fiber orientation on the post-cracking behavior of steel fiber reinforced concrete under bending and uniaxial tensile tests', *Cement and Concrete Composites* **93**, 274–288.
- Villar, V. P., Medina, N. F. & Hernández-Olivares, F. (2019), 'A model about dynamic parameters through magnetic fields during the alignment of steel fibres reinforcing cementitious composites', *Construction and Building Materials* **201**, 340–349.
- Wijffles, M. J. H. & et al. (2017), 'Magnetic orientation of steel fibres in self-compacting concrete beams: Effect on failure behaviour', *Cement and Concrete Composites* **80**, 342–355.
- Švec, O., Žirgulis, G., Bolander, E. J. & Stang, H. (2014), 'Influence of formwork surface on the orientation of steel fibres within self-compacting concrete and on the mechanical properties of cast structural elements', *Cement and Concrete Composites* **50**, 60–72.

NELINEÁRNÍ ANALÝZA KONSTRUKCE Z UHPC

Kryštof Toman, *

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

ABSTRAKT

Tento článek shrnuje teoretický základ i praktickou část diplomové práce [1] zaměřené na nelineární analýzu konstrukce z UHPC materiálu.

Teoretická část přibližuje vývoj betonů - od vysokohodnotných až po současné ultravysokohodnotné (UHPC) a zaměřuje se na využití nelineární analýzy při posuzování konstrukcí. V praktické části je posouzena reálná konstrukce z materiálu UHPC, konkrétně "cyklopoint Chocenice". Konstrukce je podrobena nelineární analýze včetně pravděpodobnostního vyhodnocení míry spolehlivosti. Spolehlivost konstrukce je posouzena podle platné ČSN EN 1990.

KLÍČOVÁ SLOVA

Materiál UHPC • nelineární analýza • materiálový model • software ATENA • „cyklopoint Chocenice“

ABSTRACT

This article summarizes the theoretical part and practical part of the diploma thesis [1] which is focused on non-linear analysis of a structure made of UHPC material.

The theoretical part describes the development of high-performance concrete up to current ultra-high-performance concrete (UHPC) and focuses on the use of nonlinear analysis in the assessment of structures. In the practical part the real construction of UHPC material is assessed, specifically the "cyklopoint Chocenice". The structure is subjected to nonlinear analysis, including probabilistic evaluation of the classes of reliability. The reliability of the structure is assessed according to the valid ČSN EN 1990.

KEYWORDS

UHPC material • non-linear analysis • material model • software ATENA • "cyklopoint Chocenice"

1. ÚVOD

Touha rozvíjet lidské poznání a moderní požadavky na ekologii a udržitelný rozvoj vedou v betonovém stavitelství ke zlepšování materiálových vlastností současných betonů. Tento vývoj postoupil do fáze vzniku kategorie ultravysokohodnotných betonů (UHPC). Jedná se o materiály

s výrazně vylepšenými vlastnostmi, zpravidla s pevnostmi nad 150MPa. Druhotnou vlastností těchto materiálů je jejich vyšší životnost – odhaduje se i na více než 200let. Z těchto důvodů je další vývoj materiálu UHPC nezbytný a představuje jednu z možných budoucností betonového stavitelství.

2. TEORIE

2.1. Rozdělení betonů

Pod pojmem vysokohodnotný beton se dnes rozumí takový beton, který se značně liší některou ze svých vlastností. Mezi tyto vlastnosti můžeme zahrnout vyšší pevnost, odolnost vůči agresivnímu prostředí, zpracovatelnost, kvalitu povrchu, trvanlivost atd. Největší podskupinou vysokohodnotných betonů jsou betony vysokopevnostní, proto bývají tyto dva názvy zaměňovány. Příkladem může být dokument Ministerstva dopravy ČR: Technické podmínky č. 226 – Vysokohodnotné betony pro mosty PK [2], které stanovují rozdělení vysokohodnotných betonů následujícím způsobem:

- vysokohodnotný beton (High Performance Concrete – HPC) je beton pevnostních tříd C55/67 až C90/105 mimořádné kvality, jehož některá vlastnost překračuje vlastnosti běžných betonů
- velmi vysokohodnotný beton (Very High Performance Concrete – VHPC) je beton mimořádné kvality pevnostních tříd C100/115 až C135/150
- ultra vysokohodnotný beton (Ultra High Performance Concrete – UHPC) je beton mimořádné kvality pevnostních tříd vyšších než C135/150
- vysokopevnostní beton (High Strength Concrete – HSC) je obyčejný nebo těžký beton pevnostních tříd C55/67 až C90/105, jehož výraznou vlastností je pevnost
- vysokopevnostní lehký beton (LHSC) je beton o objemové hmotnosti menší než 2000 kg/m³ a pevnostní třídy LC 50/55

2.2. Odlišnost složení od běžných betonů

Výzkum vysokopevnostních betonů vychází z teoretické práce zpracované T. C. Powersem v roce 1955 [3]. Podkladem práce byl výzkum cementových past s různým obsahem pórů v jejich struktuře. Autor definoval vztah mezi pevností a pórovitostí cementové pasty následujícím způsobem:

$$\sigma = k \cdot (1 - P^3),$$

* Školitel: doc. Ing. Iva Broukalová, Ph.D.

kde σ (MPa) je pevnost v tlaku, k (-) konstanta pro specifický typ materiálu a P (-) pórovitost [3]. Vztah tedy říká, že se zmenšující se pórovitostí cementové pasty stoupá její pevnost. U betonů, jejichž součástí je navíc kamenivo, je výsledná pevnost ovlivněna použitým kamenivem a jeho soudržností s cementovou pastou. Základní princip snižování pórovitosti však zůstává zachován.

Beton obecně obsahuje dvě skupiny pórů – póry, které lze odstranit nebo omezit v rámci technologického procesu zpracování (póry způsobené mícháním směsi, póry v kamenivu a póry vznikající přidáním provzdušňovacích přísad) a póry vznikající v rámci procesu tuhnutí a tvrdnutí betonu. Z druhé skupiny jsou pro výzkum vysokopevnostních betonů podstatné kapilární póry, které vznikají mezi zrnny. Ty lze velice dobře omezit hodnotou vodního součinitele. Konkrétně závislost kapilární pórovitosti na vodním součiniteli definoval T.C. Powers následujícím způsobem:

$$V_p = 100 \cdot \frac{w}{c} - 36,15 \cdot \alpha$$

kde V_p je objem kapilárních pórů vyjádřený v litrech na 100 kg nezhydratovaného cementu, w/c je vodní součinitel (poměr hmotnosti vody k poměru hmotnosti cementu) a α je stupeň hydratace (poměr zhydratovaného cementu k nezhydratovanému) [4]. Vzorec jednoduše ukazuje, že s nižším vodním součinitelem klesá objem kapilárního pórů a definuje teoretickou hranici minimálního vodního součinitele na hodnotě 0,3615 pro nulový objem kapilárních pórů. Mezní hodnotu vodního součinitele na hodnotě 0,4 uvádí i jiná literatura [5], [6] a dnes je tato hodnota obecně uznávaná.

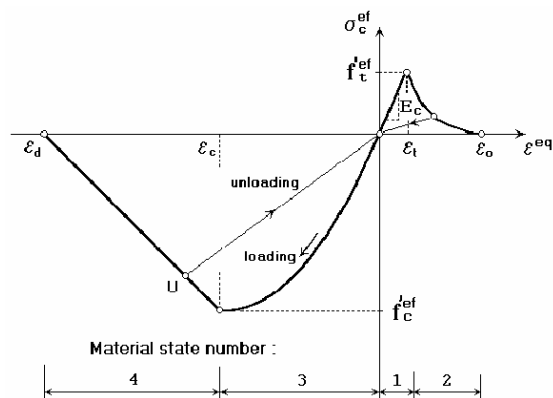
Základní odlišnost vysokopevnostních betonů spočívá v hodnotě vodního součinitele kolem úrovně 0,4. Takto nízkých hodnot při zachování zpracovatelnosti betonu lze dosáhnout pouze s použitím plastifikačních přísad.

2.3. Analýza konstrukcí z vysokopevnostních betonů

Podle platných norem [7] lze navrhovat konstrukce z betonů do pevnosti C90/105. V případě návrhu konstrukce z betonu vyšších pevností lze využít směrnice zpracované různými odbornými pracovišti. Tyto návrhy je nutné podpořit materiálovými zkouškami a zkouškami realizovaných konstrukcí, které ověří spolehlivost stavby.

Zkoušky celých konstrukcí, kde se předpokládá další použití konstrukce, nelze provádět k mezi porušení. Proto se využívá počítačová simulace, která je schopna mezi porušení definovat. Přesnost výsledku závisí na stupni zjednodušení vstupních parametrů, ať už od použité metody výpočtu přes geometrické zadání konstrukce až po samotný materiálový model.

Pro analýzu konstrukce z UHPC se nabízí využití softwaru ATENA (Advanced Tool for Engineering Nonlinear Analysis) vyvíjený firmou Červenka Consulting s.r.o. Software je zaměřen na podrobnou analýzu betonových a železobetonových konstrukcí a poskytuje velice přesné výsledky v závislosti na zadaných vstupních datech. Software obsahuje materiálový model 3D Nonlinear Cementitious 2 popisující nelineární chování betonu v tlaku i v tahu.



Obr. 01: Rozdělení pracovního diagramu materiálového modelu 3D Nonlinear Cementitious 2 [8]

Jednotlivé hodnoty materiálu jsou libovolně editovatelné a proto je materiálový model vhodný i pro vysokopevnostní betony. Úpravou tahové části diagramu lze postihnout i chování vláknobetonů tak, jak je představeno v následující části.

3. NELINEÁRNÍ ANALÝZA REALIZOVANÉ KONSTRUKCE

3.1. Popis konstrukce

V rámci návaznosti na projekt MPO FR-TI2/496 nazvaný „Progresivní vláknobetonové stavební prvky a konstrukce“ byly navrženy a realizovány dva cyklopointy na cyklotrase v Chocenicích v Plzeňském kraji. Jedná se o cyklistický přístřešek tvaru obráceného „U“ složený ze tří panelů. Dva panely jsou stěnové výšky 2,3m a třetí panel zakrývá konstrukci shora na světlé rozpětí 3,3m. Všechny panely jsou provedeny v tloušťce 100mm. K cyklopointu jsou doplněny další konstrukce – lavice, stůl a stojan na kolo.



Obr. 02: Konstrukce cyklopointu při montáži

Pro realizaci konstrukce byl použit ultravysokohodnotný beton s příměsí drátka bez vyztužení měkkou betonářskou výztuží v tažené oblasti. Drátkobeton přenáší jak tlaková tak i tahová namáhání.

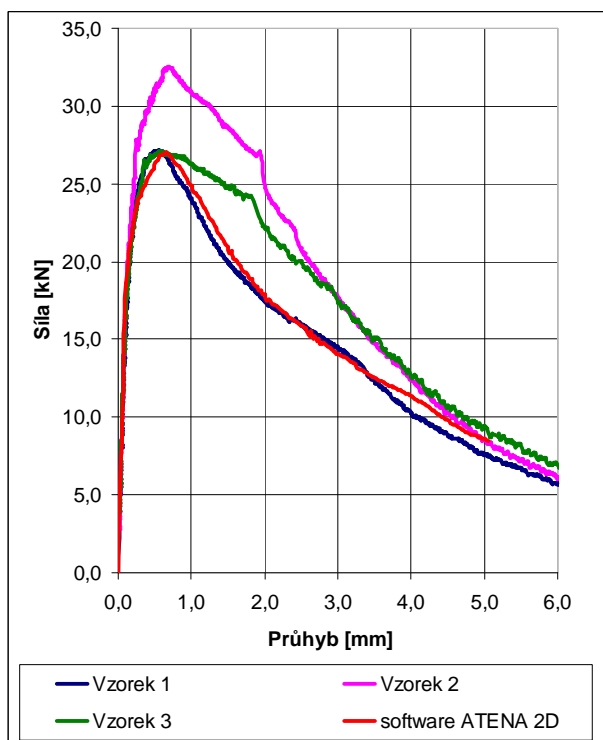
Rozhodujícím místem pro spolehlivost celé konstrukce je průřez v polovině rozpětí stropního panelu, který je namá-

hán ohybovým momentem od vlastní tíhy a nahodilých zatížení. Na toto místo je zaměřena analýza konstrukce.

3.2. Stanovení materiálového modelu

V prvním kroku je nutné nalézt odpovídající materiálový model použitého vysokopevnostního drátkobetonu. Jako podklad byly využity zatěžovací diagramy tří zatěžovacích zkoušek materiálu se stejnou recepturou. Zatěžovací zkoušky byly provedeny podle předpisu TP FC 1-1 [9] pro vláknobeton. Konkrétně se jedná o zkoušku ve čtyřbodovém ohybu na trámcích 700 x 150 x 150 mm a měří se pevnost v tahu za ohybu. Všechny zkoušky byly provedeny až do meze porušení.

Stejně uspořádání zatěžovací zkoušky bylo vytvořeno ve výpočetním softwaru a trámci byl přiřazen materiálový model 3D Nonlinear Cementitious 2. Úpravou jednotlivých parametrů materiálového modelu byl dosažen podobný zatěžovací diagram na spodní hranici rozptylu grafu.



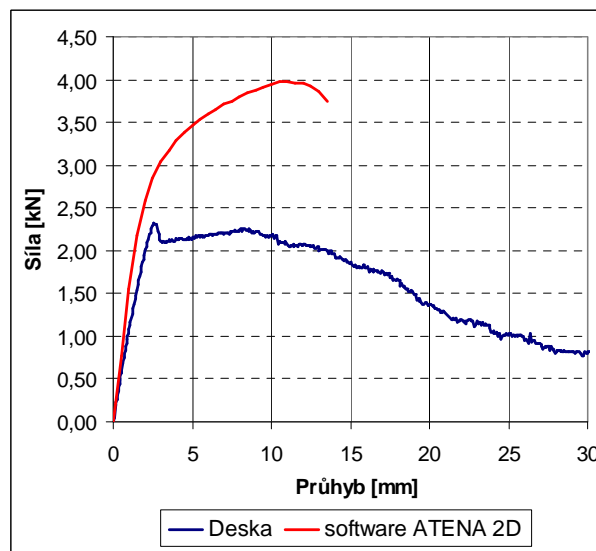
Obr. 03: Porovnání zatěžovacích diagramů tří zkušebních trámců a softwarového výpočtu

Nalezené vstupní parametry odpovídají betonu základní krychelné pevnosti 168,5 MPa zadávanou do programu. Po vygenerování parametrů je upravena lomová energie, ta je navýšena 19x na hodnotu 3,66 kN/m, a jako kompenzace je tahová pevnost snížena na polovinu na hodnotu 3,661 MPa. Dále jsou upraveny parametry kritické tlakové deformace na hodnotu -0,0125 m a redukce tlakové pevnosti je nastavena na hodnotu 1,0. Hodnoty parametrů byly hledány iteračně pomocí inverzní analýzy. Nalezené parametry definují numerický model a hodnoty nemusí charakterizovat skutečné fyzikální vlastnosti materiálu.

3.3. Verifikace materiálového modelu

Vstupní parametry zásadně ovlivňují přesnost výsledku. Z tohoto důvodu je nutné ověřit nalezený materiálový model na jiné konstrukci, vhodná je konstrukce podobná konstrukci finální. V této práci byl k dispozici panel ze stejného materiálu o tloušťce 50 mm a šířce 400 mm. Panel byl podroben tříbodové zatěžovací zkoušce na teoretické rozpětí 1,8 m až do meze porušení.

Stejně zatěžovací schéma bylo opět namodelováno ve výpočetním softwaru a předpokládala se shoda zatěžovacích diagramů. Výsledné zatěžovací diagramy se však výrazně odlišovaly a v rámci práce se ukázalo, že nalezený materiálový model na nosníkovém prvku nelze využít pro prvek deskový. Shoda nebyla nalezena ani při změně velikosti konečných prvků a rychlosti zatěžování. Pro dokončení analýzy bylo přistoupeno k řešení najít materiálový model přímo na verifikačním prvku bez možnosti dalšího ověření.



Obr. 04: Porovnání zatěžovacích diagramů experimentální desky a softwarového výpočtu

Shoda byla nalezena pro materiál se základní krychelnou pevností 67,5 MPa. U takto vygenerovaného materiálového modelu byla upravena lomová energie na 20-ti násobek a snížena tahová pevnost na polovinu. Pro přesnější charakterizování vláknobetonového materiálu jsou upraveny parametry kritické tlakové deformace na hodnotu -0,0125 m a redukce tlakové pevnosti je nastavena na hodnotu 1,0. Konkrétní výpis hodnot je uveden v diplomové práci [1].

3.4. Výpočet únosnosti realizované konstrukce

Na základě nalezených materiálových parametrů je možné přistoupit k simulaci zatěžování realizované konstrukce a stanovit tak její únosnost. Následnou pravděpodobnostní analýzou v navazujícím softwaru SARA, kde se zavede možný rozptyl vstupních parametrů, se stanoví pravděpodobnost poruchy. Tu je možné posoudit s normovou hodnotou dle ČSN EN 1990.

Pro stanovení únosnosti stropního panelu byla v softwaru namodelována čtyřbodová zatěžovací zkouška s teoretickým rozpětím odpovídající skutečné konstrukci, tedy 3,4 m. Zatěžovací šířka byla zvolena 1,0 m. Uložení na podpory se uvažuje jako kloubové. Porušení panelu nastalo při maximální síle $2 \times 8,131 \text{ kN}$ působící ve třetinách rozpětí. Po přepočtu se jedná o maximální ohybový moment $M_{Ed} = 9,351 \text{ kNm}$. Tato hodnota představuje možnou únosnost jednoho vzorku konstrukce. Orientačně definuje v jakých řádech se únosnost pohybuje, ale bez další analýzy nelze spolehlivost konstrukce podle této hodnoty stanovit.

3.5. Vstupní parametry do pravděpodobnostního výpočtu

Programový balík SARA Studio se skládá z několika modulů. Geometrický model, nastavení způsobu zatěžování a definování hledaných veličin zpracovává software ATENA, import kombinací materiálových parametrů na základě pravděpodobnostního rozdělení obsluhuje modul FREET.

Jako vstupy vyžaduje program střední hodnoty parametrů materiálu a střední hodnotu zatížení a jejich směrodatné odchylky nebo variační koeficienty. Střední hodnota parametrů materiálu je definovaná nalezeným materiálovým modelem. Jejich směrodatné odchylky byly převzaty dle doporučení organizace Joint Committee on Structural Safety (JCSS) [10] zpracované pro běžný beton a dochází tak k určitému zjednodušení. Vzhledem k povaze analýzy je zjednodušení akceptovatelné. Vstupní parametry jsou dostupné v diplomové práci [1].

Pro posouzení stropního panelu jsou definovány dvě kombinace – běžná kombinace složená z vlastní tíhy a zatížení sněhem dle příslušné sněhové oblasti a mimořádná kombinace definována skupinou tří osob zatěžující panel v polovině rozpětí včetně vlastní tíhy panelu. Obě kombinace jsou vyčísleny v charakteristických hodnotách a je stanoven příslušný variační koeficient.

Běžná kombinace

- účinky vlastní tíhy:

$$M_{Ed,g} = \frac{1}{8} \cdot f \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot \gamma_{UHPC} \cdot t \cdot b \cdot l^2 = \\ = \frac{1}{8} \cdot 27 \cdot 0,1 \cdot 1 \cdot 3,4^2 = 3,902 \text{ kNm}$$

- účinky zatížení sněhem ve II. sněhové oblasti:

$$M_{Ed,s} = \frac{1}{8} \cdot s_k \cdot b \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 3,4^2 = 1,156 \text{ kNm}$$

- celkové účinky:

$$M_{Ed,1} = M_{Ed,g} + M_{Ed,s} = 3,902 + 1,156 = 5,058 \text{ kNm}$$

- přepočtení na ekvivalentní sílu zatěžovací zkoušky:

$$F_{Ed,1} = \frac{M_{Ed,1}}{l_1} = \frac{5,058}{1,15} = 4,398 \text{ kN}$$

- stanovení variačního součinitele

$$COV = \frac{(M_{Ed,G} \cdot \gamma_G + M_{Ed,Q} \cdot \gamma_Q) - M_{Ed,1}}{2 \cdot M_{Ed,1}} = \\ = \frac{(3,902 \cdot 1,35 + 1,156 \cdot 1,5) - 5,058}{2 \cdot 5,058} = 0,192$$

Mimořádná kombinace

- účinky vlastní tíhy:

$$M_{Ed,g} = \frac{1}{8} \cdot f \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot \gamma_{UHPC} \cdot t \cdot b \cdot l^2 = \\ = \frac{1}{8} \cdot 27 \cdot 0,1 \cdot 1 \cdot 3,4^2 = 3,902 \text{ kNm}$$

- účinky skupiny osob

$$M_{Ed,Q} = \frac{1}{4} \cdot Q_k \cdot l = \frac{1}{4} \cdot 3 \cdot 3,4 = 2,550 \text{ kNm}$$

- celkové účinky

$$M_{Ed,2} = M_{Ed,g} + M_{Ed,Q} = 3,902 + 2,550 = 6,452 \text{ kNm}$$

- přepočtení na ekvivalentní sílu zatěžovací zkoušky

$$F_{Ed,2} = \frac{M_{Ed,2}}{l_1} = \frac{6,452}{1,15} = 5,610 \text{ kN}$$

- stanovení variačního součinitele

$$COV = \frac{(M_{Ed,G} \cdot \gamma_G + M_{Ed,Q} \cdot \gamma_Q) - M_{Ed,2}}{2 \cdot M_{Ed,2}} = \\ = \frac{(3,902 \cdot 1,35 + 2,550 \cdot 1,5) - 6,452}{2 \cdot 6,452} = 0,205$$

3.6. Stanovení mezních hodnot

Norma ČSN EN 1990 rozděluje konstrukce podle třídy následků při jejich kolapsu. Podle těch dále definuje požadovanou třídu spolehlivosti, která je charakterizována minimálním indexem spolehlivosti β .

Zkoumaná konstrukce byla zařazena do tříd následků CCI, která je určena pro konstrukce s malými následky s ohledem na ztrátu lidských životů. Této třídě následku odpovídá třída spolehlivosti RC1. Pro referenční dobu 50 let je stanoven minimální index spolehlivosti $\beta = 3,3$ [11]. To odpovídá maximální hodnotě pravděpodobnosti poruchy $P_d = 4,8 \cdot 10^{-4}$. Posuzovaná konstrukce s pravděpodobností poruchy P_f musí splňovat podmínku:

$$P_f < P_d$$

V případě nesplnění podmínky má být konstrukce považována za nespolehlivou.

3.7. Posouzení konstrukce

Na základě pravděpodobnostní analýzy konstrukce byly stanoveny následující pravděpodobnosti poruchy konstrukce pro běžnou a mimořádnou kombinaci:

Tabulka 01: Vypočtené hodnoty pravděpodobnosti poruchy

#	Result name	Cornell - pf
1	Zatizení	1.1128e-005
2	Běžná situace	0.029981
3	Mimořádná situace	0.15921

Porovnání s normovými hodnotami:

- běžná kombinace

$$P_f = 0,02998 \not\leq P_d = 0,000480$$

Konstrukce stropního panelu je pro běžnou kombinaci nespolehlivá.

- mimořádná kombinace

$$P_f = 0,159210 \not\leq P_d = 0,000480$$

Konstrukce stropního panelu je pro mimořádnou kombinaci nespolehlivá.

4. ZÁVĚR

Konstrukce stropního panelu dle předložené analýzy nevykazuje potřebnou spolehlivost dle platné normy. Neznámá to však, že se pohybuje na hraně kolapsu. Před opětovnou realizací je vhodné stropní panel podrobit doplňující analýze – provést více zatěžovacích zkoušek zkušebních těles. Tímto postupem je možné dosáhnout vyšší statistické přesnosti, stanovit vyšší únosnost a tím i vyšší míru spolehlivosti. Při negativním výsledku by bylo nutné návrh konstrukce změnit.

Nejistoty správného návrhu si byli vědomi i sami autoři. Jak je patrné z výrobní dokumentace cyklopointu [12], střešní panel je v neutrální ose z bezpečnostních důvodů vyztužen betonářskou kari sítí. Ta zajišťuje soudržnost celého panelu v případě poškození v jakémkoliv stádiu. Ať už během přepravy, montáže nebo v případě mimořádného zatížení. Konstrukce střešního panelu je však v návrhu zamýšlená bez této sítě. Před případnou další výrobou a eliminací této sítě je nutné prvek dále zkoumat a případně upravit.

Předkládaný článek včetně diplomové práce zhodnotil realizovanou konstrukci z materiálu, který není popsán v aktuálně platných normách. Práce nabízí postup posouzení takové konstrukce včetně porovnání s normovými hodnotami dle ČSN EN 1990.

PODĚKOVÁNÍ

Tento článek vznikl za podpory projektu SGS19/149/OHK1/3T/11 a za odborné pomoci docentky Ing. Ivy Broukalové, Ph. D., které tímto děkuji.

REFERENCE

[1] TOMAN, Kryštof: *Nelineární analýzy konstrukce z UHPC*. Diplomová práce. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2014.

- [2] *Technické podmínky TP 226. Vysokohodnotné betony pro mosty PK*. Praha: Ministerstvo dopravy ČR, Odbor silniční infrastruktury, 2010.
- [3] PAVLÍKOVÁ, M., PAVLÍK, Z. a HOŠEK, J. *Materiálové inženýrství I*. Praha: České vysoké učení technické, 2011. ISBN 978-80-01-04932-7.
- [4] COLLEPARDI, M. *Moderní beton*. Praha: Informační centrum ČKAIT, s.r.o., 2009. ISBN 978-80-87093-75-7.
- [5] AĪCTIN, P. C. *Vysokohodnotný beton*. Praha: Informační centrum ČKAIT, s.r.o., 2005. ISBN 80-86769-39-9.
- [6] MALIER, Y. *High Performance Concrete: From material to structure*. Londýn: E & FN Spon, 1992. ISBN 0-419-17600-4.
- [7] ČSN EN 1992-1-1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: ČNI, 2006, Z4 11/2019.
- [8] ČERVENKA, V., JENDELE, L. a ČERVENKA, J. *ATENA Program documentation: Theory*. Praha, 2010.
- [9] KRÁTKÝ, J., VODIČKA, J., VAŠKOVÁ, J., DRAHORÁD, M. et al. *Technické podmínky I: Vlákno-beton - Část 1 Zkoušení vláknobetonu – Vyhodnocení destruktivních zkoušek a stanovení charakteristického pracovního diagramu vláknobetonu ponavrhování vláknobetonových konstrukcí*. Praha: Českomoravský beton, a.s., 2007.
- [10] JCSS. *Probabilistic Model Code: Part III*. In: Joint Committee on Structural Safety [online]. [cit. 2014-11-24]. ISBN 978-3-909386-79-6. Dostupné z: <http://www.jcss.byg.dtu.dk/>
- [11] ČSN EN 1990-1-1 (ČSN 730002). *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: ČNI, 2004, Z2 02/2011.
- [12] BROUKALOVÁ, I., BÍLÝ, P. *Výkresová dokumentace – Cyklopointy Chocenice*. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2013.

METODY OSVĚTLENÍ VYSOKORYCHLOSTNÍCH JEVŮ

Tomáš Trtík, *

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

ABSTRAKT

Príspevek prezentuje testování možných způsobů osvětlení scény při detonaci výbušných látek. Práškový hliník o hmotnostech 75 g, 150 g, 300 g a argon, který byl naplněn do lahve s vnitřním přetlakem 1 bar, byl testován jako zdroj osvětlení v experimentu. Trhavina (Trinitrotoluen) o hmotnosti 75 g byla použita pro iniciaci všech zdrojů osvětlení. Príspevek prezentuje výsledky testů - zpoždění mezi zapálením světelného zdroje a hlavní detonací, intenzitu osvětlení pro testované varianty a hodnotí výhodnost testovaných výbušnin pro osvětlení scény zachycené vysokorychlostní kamerou. Experiment prokázal, že hliníkový prášek je stabilní zdroj světla, který lze přesně dávkovat. Optimální dobu prodlevy mezi zažehnutím osvětlovací látky a hlavní detonací lze stanovit na 8 ms.

KLÍČOVÁ SLOVA

Hliníkový prášek • Argon • Benzín • Osvětlení • Vysokorychlostní kamera

ABSTRACT

The paper presents testing of possibilities of lighting of the scene at detonation with explosive agents. Aluminum powder of 75 g, 150 g, 300 g and argon, which was filled into a bottle with an internal overpressure of 1 bar, was tested as a light source in the experiment. An explosive (Trinitrotoluene) weighing 75 g was used to initiate all light sources. Paper presents results of the tests – delay between ignition of light source and the main detonation, intensity of lighting for tested variants, and evaluates convenience of tested explosive agents for illuminating of the scene captured by high-speed camera. The experiment showed that aluminum powder is a stable light source that can be accurately dosed. The optimal delay time between the ignition of the light source and the main detonation can be set to 8 ms.

KEYWORDS

Aluminum powder • Argon • Petrol • Lighting • High-speed Camera

1. ÚVOD

Dnešní vysokorychlostní kamery se používají k záznamu vysokorychlostních jevů nebo k zachycení velmi krátkých časových úseků, které není možné pozorovat pouhým okem, případně obyčejnou kamerou. Běžná snímávací frekvence se pohybuje v řádech desetitisíců snímků za vteřinu, pro speciální aplikace snímávací frekvence překračuje milion snímků za vteřinu. Při následném zpomaleném přehrávání můžeme analyzovat chování okolí v místě výbuchu nálože, tak deformace konstrukcí vystavených rázovým vlnám a šíření samotné rázové vlny.

Před samotným začátkem pořizování záznamu musíme vědět, jaký děj chceme pozorovat a tomu podřídít scénu, objektiv, nastavení kamery a v neposlední řadě výběr vhodného osvětlení. Při plném využití kamery musíme často volit kompromis mezi rozlišením obrazu, frekvencí snímání a světelností obrazu. Do úvahy musíme vzít i proměnlivé podmínky scény během natáčení. Při výbuchu trhaviny se obraz značně přesvětlí vůči výchozímu stavu, což musí být zohledněno při nastavení objektivu a kamery, aby byl požadovaný jev zřetelně, správně a v co možná nejlepší kvalitě zachycen.

1.1. Motivace

Důležitým sledovaným jevem při měření odolnosti proti výbuchu je rozvoj trhlin. Hlavní trhliny vznikají na opačné straně panelu, než je umístěna trhavina (obrázek 1).

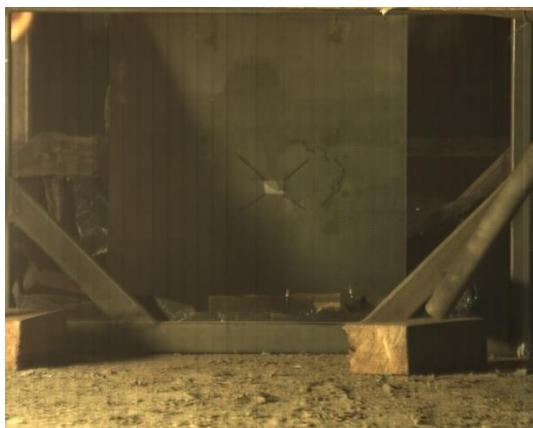


Obrázek 1: Záběr při detonaci. V levé části je primární zdroj osvětlení – hliníkový prášek

* Školitel: doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.

Aby bylo možné tento rozvoj trhlin sledovat a nebyla kamera ohrožena odletujícími kusy panelu, používá se pro snímání spodního povrchu panelu nakloněné zrcadlo, které přenáší obraz. Obrazový záznam rozvoje trhlin slouží k porovnání s numerickým modelem (Obrázek 2). Rozvoj trhlin při výbuchu je velmi rychlý děj, který je nutné sledovat s vyšší snímkovací frekvencí než běžné obrazové záznamy. Vyšší snímkovací frekvence však klade větší nároky na světelné podmínky. Přestože natáčení probíhá mnohdy za plného slunečního osvětlení, je nutné zvolit jiný primární zdroj osvětlení. Při výbuchu trhliny dojde k částečnému přisvětlení, které je ovšem nedostatečné.

Betonové panely byly osvětlovány hliníkovým práškem. Ve vzdálenosti 1,6m od betonového panelu bylo umístěno 150g hliníkového prášku a 150g semtexu, kterým byl hliník zapálen. Veškeré zkoušky byly osvětleny tímto způsobem. Hliníkový prášek musel v době detonace hlavní nálože a v době rozvoje trhlin poskytovat maximální možné osvětlení na sledované straně panelu. Správné načasování prodlevy mezi zažehnutím osvětlovací látky a hlavní detonací je velmi složité a je nutné se tomuto tématu podrobně věnovat.



Obrázek 2: Záběr na rozvoj trhlin

Betonové panely, které byly testovány na odolnost proti výbuchu trhliny, byly podnětem pro experiment, který detailněji zkoumá možnosti osvětlení, intenzitu časový průběh pro různé druhy osvětlovacích látek.

2. EXPERIMENT – ZDROJE OSVĚTLENÍ

2.1. Hliníkový prášek

Hliníkový prášek je materiál, který při hoření vydává vysoký světelný výkon. Na rychlost hoření má vliv jemnost mletí použitého hliníku. Sítový rozbor použitého hliníku je uveden v Tabulce 1 a vlastnosti použitého hliníku jsou uvedeny v Tabulce 2.

Tabulka 1: Sítový rozbor hliníkového prášku

Zbytek na sítu	Zůstatek
0.1 μm	0.81 %
0.063 μm	25.14 %
0.045 μm	48.67 %
Propad pod 0.045 μm	51.33 %

Tabulka 2: Vlastnosti hliníkového prášku

Specifikace	Hodnota
Obsah Fe	max. 0.14 %
Obsah Si	max. 0.07 %
Obsah Cu	max. 0.001 %
Vlhkost	max. 0.2 %
Bod tání	661 °C
Bod vzplanutí prachu	250 °C
Teplota hoření	2500 °C

2.2. Argon

Argon patří mezi nezkapalné plyny pod trvalým tlakem. Láhev o objemu 1,5 l byla plněna přetlakem 1 bar.

2.3. Benzín

V experimentu byla použita láhev naplněná 0,5 l benzínu. Výsledky zkoušky nejsou prezentovány, protože k plnému zážehu došlo až 60 ms od detonace trhliny. Náběh intenzity osvětlení je výrazně pomalejší než u hliníkového prášku i argonu. Aby došlo k zážehu, musí být benzín rozptýlen a dosaženo vhodného kompresního poměru se vzduchem. Benzín byl zařazen mezi nevhodný způsob osvětlení a z experimentu byl vyřazen.

2.4. Popis experimentu

Kamera byla vzdálena 10 m od zdroje světla, použitý objektiv 85 mm se světelností f/1.4. Snímkovací frekvence byla nastavena na 10 000 fps, rozlišení obrazu 1600 x 1200 px a elektronická závěrka 33 339 ns. Rychlost elektronické závěrky byla záměrně snížena (trojnásobně), aby bylo možné pozorovat zážeh zplodin, nikoliv osvětlení jako celku. Stejně nastavení kamery i objektivu bylo použito pro všechny záznamy.

V experimentu byl testován jako zdroj osvětlení práškový hliník o hmotnostech 75 g, 150 g, 300 g a argon, který byl naplněn do lahve s vnitřním přetlakem 1 bar. Pro zažehnutí všech zdrojů osvětlení byla použita stejná trhavina (Trinitrotoluen) o hmotnosti 75 g. Oproti původnímu způsobu osvětlení, popsáném v první kapitole, došlo k poloviční redukci hmotnosti trhliny a to z důvodu zmenšení velikosti rázové vlny.

2.5. Popis vyhodnocování výsledků

K popisu zachyceného děje byly vybrány reprezentativní snímky. Obrázek 3 zachycuje čas těsně před výbuchem trhliny. První snímek v oblasti výsledků zachycuje moment 1 ms (milisekundu) po výbuchu trhliny. V tomto okamžiku je sledován tvar vznikajícího fireballu a vznik zplodin. Druhý snímek zachycuje moment 3 ms po výbuchu trhliny. V tomto okamžiku je sledován zážeh zplodin a hodnocen tvar fireballu. Doba posledního snímku byla již různá. Byl vybrán čas, kdy fireball je zformovaný do celku, všechny zplodiny zažehnuty,

je poskytnuto plné osvětlení. Zároveň to nemusí být okamžik největšího objemu fireballu. Ve všech případech fireball ještě narostl, ale intenzita světla se už příliš nezvyšovala.



Obrázek 3: *Těsně před výbuchem*

3. VÝSLEDKY

3.1. Zdroj osvětlení – práškový hliník 75 g



Obrázek 4: *Čas 1 ms od výbuchu*



Obrázek 5: *Čas 3 ms od výbuchu*



Obrázek 6: *Čas 9.5 ms od výbuchu – plné osvětlení*

Zpočátku se vytvoří větší množství zplodin (viz Obrázek 4), které vzplanou až v další fázi (viz Obrázek 5). Fireball je kompaktní a vyzařuje velkou intenzitu světla po dlouhý časový okamžik (viz Obrázek 6).

3.2. Zdroj osvětlení – práškový hliník 150 g



Obrázek 7: *Čas 1 ms od výbuchu*



Obrázek 8: *Čas 3 ms od výbuchu*



Obrázek 9: Čas 8.5 ms od výbuchu – plné osvětlení

V 1 ms po výbuchu se vytvoří vodorovný pás zplodin (viz Obrázek 7), který se plně rozsvítí v 8.5 ms (viz Obrázek 9). Hmotnost aktivační trhaviny 75 g je dostatečná pro rozsvícení veškerého hliníku a intenzitou světla převyšuje hliníkový prášek o hmotnosti 75 g. Fireball je kompaktní a při poklesu intenzity světla se zdroj rozdělí na dvě části.

3.3. Zdroj osvětlení – práškový hliník 300 g



Obrázek 10: Čas 1 ms od výbuchu



Obrázek 11: Čas 3 ms od výbuchu



Obrázek 12: Čas 7 ms od výbuchu – plné osvětlení

Výsledky ukazují, že poměr 4:1 mezi hliníkovým práškem a náloží je příliš velký (Obrázek 10). Velká část hliníku se rozptýlí do okolí, aniž by došlo ke vznícení. Intenzita osvětlení je vyšší než v případě hliníkového prášku o hmotnosti 75 g, ale nižší než v případě 150 g hliníkového prášku.

3.4. Zdroj osvětlení – láhev s argonem



Obrázek 13: Čas 1 ms od výbuchu



Obrázek 14: Čas 3 ms od výbuchu - kurzívou



Obrázek 15: Čas 10 ms od výbuchu – plné osvětlení

Při detonaci dojde nejprve k horizontální expanzi a vodorovně se vytvoří oblak zplodin (viz Obrázek 14), který se vznítí až v 10 ms. Tvar výsledného fireballu není koule a intenzita osvětlení je nižší než u hliníkového prášku o hmotnosti 75 g.

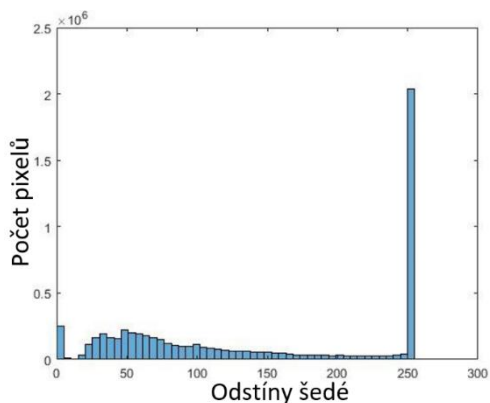
Souhrnné informace a vyhodnocení poskytuje Obrázek 16, kde je popsán časový průběh osvětlení pro jednotlivé způsoby.

4. DISKUZE

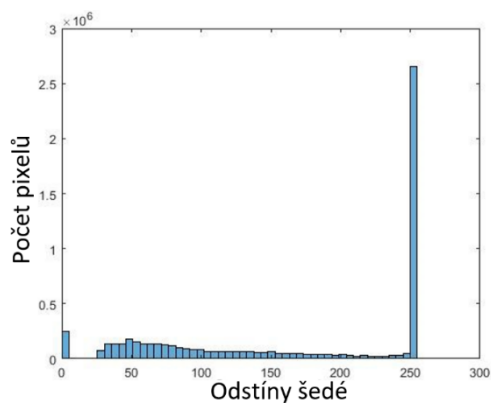
Souhrnné informace a vyhodnocení poskytuje obrázek 16, kde je popsán časový průběh osvětlení pro jednotlivé způsoby.

Zdroj osvětlení	Vytvoření kompaktního fireballu	Plná světelnost	Výrazný pokles světelnosti
Hliníkový prášek – 75 g	9.5 ms	20 ms	26 ms
Hliníkový prášek – 150 g	8 ms	13 ms	22 ms
Hliníkový prášek – 300 g	7 ms	11 ms	16 ms
Argon – 1 l	10 ms	12 ms	14 ms

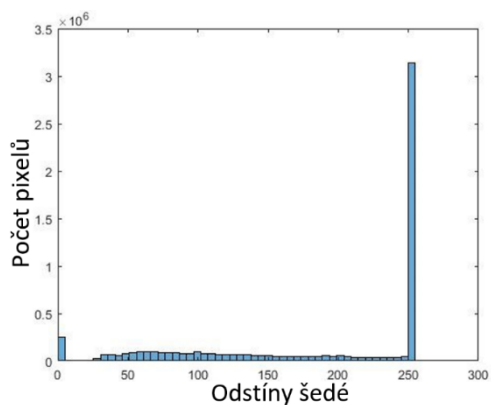
Obrázek 16: Časový průběh osvětlení



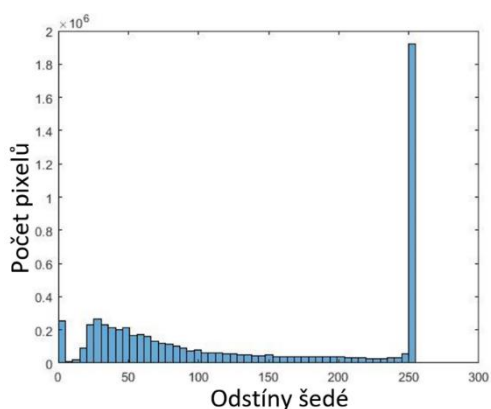
Obrázek 17: Pixelový histogram Obrázku 6, který zachycuje hliníkový prášek o hmotnosti 75 g v 9.5 ms od detonace



Obrázek 19: Pixelový histogram Obrázku 12, který zachycuje hliníkový prášek o hmotnosti 300 g v 7 ms od detonace



Obrázek 18: Pixelový histogram Obrázku 9, který zachycuje hliníkový prášek o hmotnosti 150 g v 8 ms od detonace



Obrázek 20: Pixelový histogram Obrázku 15, který zachycuje láhev s argonem v 10 ms od detonace

Obrázky 17 – 20 ukazují charakteristiku obrazu pomocí histogramů, na kterých jsou znázorněny počty obrazových pixelů (svislá osa) odpovídající intenzitě svítivosti (vodorovná osa). Na vodorovné ose histogramu jsou barvy jednotlivých pixelů charakterizovány dle odstínu šedi 0 (černá) až 255 (bílá) pro jednotlivé způsoby osvětlení v momentu plného rozsvícení fireballu.

Výsledky ukazují, že nejvyšší intenzity osvětlení bylo dosaženo při hliníkovém prášku o hmotnosti 150 g, následovaném hmotností 300 g. Hliníkový prášek o hmotnosti 75 g vykazuje podobnou intenzitu osvětlení jako láhev s argonem.

Experiment byl realizován s cílem získat potřebná data pro realizaci externího osvětlování s dostupnými prostředky a tomu byla podřízena specifická experimentu. Nebyl nalezen podobný experiment, proto článek popisuje dostupnou možnost osvětlování bez přímého srovnání.

5. ZÁVĚR

Experiment prokázal, že hliníkový prášek je stabilní zdroj světla, který lze na rozdíl od argonu přesně dávkovat. Optimální dobu prodlevy mezi zažehnutím osvětlovací látky a hlavní detonací lze stanovit na 8 ms. Doba, po kterou je optimální sledovat požadovaný děj snímáný vysokorychlostní kamerou, lze odhadnout na 6 ms. Nejvhodnější kombinace osvětlení nastala při 150 g hliníkového prášku a 75 g trinitrotoluenu, kdy se vytvořil kompaktní fireball, jehož intenzita byla dostačující pro osvětlení požadovaného jevu po celou dobu trvání. Láhev argonu o objemu 1,5 l lze světelností srovnat s hliníkovým práškem o hmotnosti 75 g, ovšem doba osvětlení je trojnásobně kratší. Výsledky ukazují, že poměr 4:1 mezi hliníkovým práškem a trhavinou je příliš velký. Velká část hliníku se rozptýlí do okolí, aniž by došlo ke vznícení.

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl připraven díky podpoře projektu (č. SGS19/149/OHK1/3T/11) a projekt (č. SGS20/109/OHK1/2T/11)

KŘEHKÉ PORUŠENÍ ŽELEZOBETONOVÝCH PRVKŮ S KONSTRUKČNÍM VYZTUŽENÍM NA SMYK A KROUCENÍ

Jan Vesecký, *

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

ABSTRAKT

Současná pravidla pro navrhování betonových konstrukcí dle Eurokódu 2 umožňují navrhnout pouze minimální (konstrukční) smykovou výztuž nosníku v případě, že posouvající síla a /nebo krouticí moment nezpůsobí vznik trhlin. Je-li tento předpoklad splněn, nemusí být únosnost smykové výztuže ověřována.

Formou jednoduché parametrické studie předložený článek ukazuje, že i u prvků se zcela typickým průřezem, vyrobených z běžného betonu, může únosnost před vznikem trhlin výrazně překročit únosnost samotné konstrukční výztuže. Tento problematický jev může nastat u průřezů malých rozměrů používaných v pozemních stavbách, a stává se ještě významnějším u průřezů velkých rozměrů, typických pro mostní konstrukce.

Vznikne-li u takto navrženého prvku, splňujícího veškeré požadavky normy, jediná smyková trhlina, může nastat okamžité přetržení nedostatečně únosné smykové výztuže a křehký kolaps prvku.

KLÍČOVÁ SLOVA

Eurokód 2 • Konstrukční zásady • Smyk • Kroucení • Křehké porušení

ABSTRACT

The current design rules for concrete structures according to the Eurocode 2 allow the design of the minimum shear reinforcement of a beam when the shear force and/or the torsional moment do not cause cracks in concrete. When such a premise is met, the load-bearing capacity of the shear reinforcement does not have to be checked.

The presented paper shows, by using a simple parametric study, that even for a concrete member with the typical cross-section, made out of the ordinary concrete the load bearing capacity of an uncracked member, may significantly exceed load bearing capacity of minimum shear reinforcement. Such phenomenon may occur even for the small cross-sections, typically used in buildings. It becomes even more significant for the bigger cross-sections, typical for the bridge structures.

If a single shear crack occurs in such a member which satisfies all the requirements according to the standard, a rupture

of insufficient shear reinforcement may follow and the whole member may undergo a sudden brittle failure.

KEYWORDS

Eurocode 2 • Minimum Reinforcement • Shear • Torsion • Brittle Failure

1. ÚVOD

Ohýbané železobetonové prvky jsou z definice zároveň vždy vystaveny účinkům posouvající síly. V některých případech, především při excentricky působícím zatížení, navíc často vzniká krouticí moment, jehož účinky se sčítají s účinky posouvající síly nebo kroucení působí samostatně.

Smykové trhliny od obou typů namáhání obecně vzniknou v okamžiku překročení smykové pevnosti betonu. Jelikož její stanovení není jednoduché, viz např. (Ráček et al., 2016), neexistuje žádný normalizovaný postup jejího měření ani není tabelována pro běžné typy betonů, předpokládá se, že je smykovaná pevnost rovna pevnosti betonu v tahu, tedy $f_v = f_{ct}$.

Únosnost průřezu před vznikem smykových trhlin je zároveň úměrná účinné ploše průřezu a stupni vyztužení podélnou výztuží v případě namáhání posouvající silou a úměrná modulu průřezu ve volném kroucení v případě namáhání kroutícím momentem.

Nakonec, působící tlaková síla (od předpětí nebo přirozeně vyvozená např. v obloukových konstrukcích), vznik smykových trhlin dále oddaluje, ačkoliv není tato skutečnost výpočetními modely vždy zohledněna, viz dále.

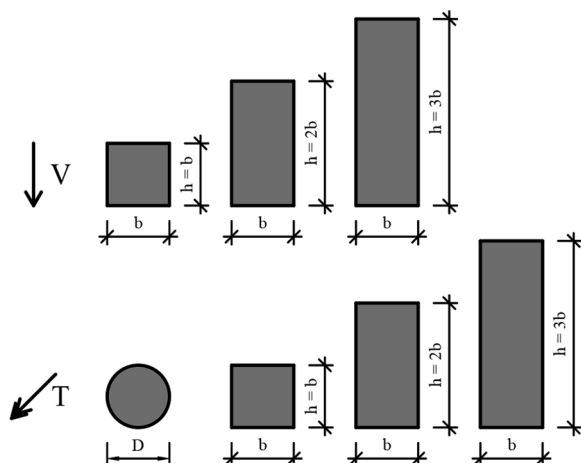
Především pro průřezy větších rozměrů navržené z betonů vyšších pevností, které dosahují nezanedbatelné tahové pevnosti je únosnost před vznikem smykových trhlin relativně vysoká. U prvků namáhaných malým kroutícím momentem navíc trhliny často (na základě výpočtu) vůbec nevznikají a u předepnutých prvků je zpravidla značně redukována posouvající síla vlivem účinků předpětí.

Pokud je taková pevnost překročena a smykové trhliny vzniknou, dochází k aktivaci výztuže a síly jsou přenášeny rovinnou nebo prostorovou příhradovinou tvořenou podélnými a příčnými pruty a betonovými diagonálami, přenášejícími tlak. Únosnost je v takovém případě úměrná stupni vyztužení příčnou výztuží, rozměrům příhradoviny, mezi kluzu výztuže a nepřímo úměrná úhlu sklonu tlakových diagonál.

* Školitel: doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D., FEng.

Jestliže působící posouvající síla a/nebo kroutící moment nepřekročí únosnost průřezu před vznikem smykových trhlin, je požadováno pouze minimální (konstrukční) smykové vyztužení, které má mimo jiné zajistit duktilní chování v případě porušení prvku.

Předložený článek ukazuje porovnání únosnosti před a po vzniku smykových trhlin pro základní tvary průřezů: kruhový, čtvercový a obdélníkový s dvěma poměry stran 1:2 a 1:3, viz Obrázek 1.



Obrázek 1: Analyzované průřezy – nahore: pro zatížení posouvající silou; dole: pro zatížení kroutícím momentem.

2. PŘIJATÉ PŘEDPOKLADY

Únosnost železobetonových prvků závisí na značném množství parametrů. Pro provedenou studii byly proto přijaty zjednodušující předpoklady a několik parametrů bylo zvoleno jako konstanty, vystihující typické případy použití.

Bylo uvažováno, že prvky jsou vyrobeny z betonu pevnostních tříd vyhovujících ČSN EN 1992-1-1:2019 (dále Eurokód 2) a návrhová tahová pevnost betonu do C50/60 odpovídá:

$$f_{ctd} = 0,14 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (1)$$

kde f_{ck} je char. válcová pevnost betonu v tlaku.

A pro betony nad C50/60:

$$f_{ctd} = \frac{371}{375} \cdot \ln \left(1 + \frac{f_{ck} + 8}{10} \right) \quad (2)$$

V obou případech pro $\alpha_{cc} = 1,0$ a $\gamma_C = 1,5$.

Prvky nejsou předepnuty ani nejsou jinak namáhány normálovou silou, a tedy napětí $\sigma_{cp} = 0$ MPa. Předpokládá se výhradně použití betonářské výztuže B500B se součinitelem bezpečnosti $\gamma_S = 1,15$.

Dále je pro všechny zkoumané prvky uvažováno:

- že namáhání posouvající silou a kroutícím momentem působí odděleně a nikdy nedochází k jejich interakci;
- příčná smyková výztuž je tvořena výhradně třmínky, jejich průměr je vždy $\varnothing_{sw} = 8$ mm a sklon $\alpha = 90^\circ$;

- třmínky na posouvající sílu jsou vždy dvoustřížné a třmínky na kroucení jednostřížné;
- stupeň vyztužení podélnou výztuží splňuje konstrukční zásady a je pro všechny případy uvažován hodnotou $\rho_l = 0,5 \% = 0,005$;
- úhel sklonu tlakových diagonál je uvažován hodnotou $\theta = 40^\circ$, tedy $\cotg(\theta) = 1,2$;
- účinná výška průřezu je uvažována jako 90 % celkové výšky průřezu ($d = 0,9 \cdot h$)
- rameno vnitřních sil odpovídá 80 % celkové výšky průřezu ($z = 0,8 \cdot h$).

3. KONSTRUKČNÍ ZÁSADY PRO SMYKOVOU VÝZTUŽ (MINIMÁLNÍ VYZTUŽENÍ)

Eurokód 2, kapitola 6.2.2 pro prvky nevyžadující návrh smykové výztuže a kapitola 6.3.2 pro postup návrhu výztuže na kroucení udávají, že je požadováno pouze minimální vyztužení za předpokladu, že není překročena únosnost průřezu před vznikem trhlin, tedy pro obecný případ:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} + \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} \leq 1,0 \quad (3)$$

kde X_{Ed} je působící návrhová vnitřní síla
 $X_{Rd,c}$ únosnost průřezu před vznikem trhlin

Při působící posouvající síle se minimální vyztužení navrhne dle pravidel uvedených v kapitole 9.2.2 – konstrukční uspořádání smykové výztuže nosníků. Pro parametrickou studii uvedenou dále v tomto článku jsou důležité především požadavky na maximální podélnou osovou vzdálenost třmínků $s_{l,max}$. Uplatní se nejmenší z následujících tří hodnot, přičemž první vychází z geometrie průřezu, druhá je omezením dle národní přílohy normy a třetí vyplývá z požadavku na minimální stupeň smykového vyztužení. Vztahy jsou uvedeny pro předpoklad $\alpha = 90^\circ$, viz kap. 2.

$$s_{l,max,1} = 0,75 \cdot d \quad (4)$$

$$s_{l,max,2} = 400 \text{ mm} \quad (5)$$

$$s_{l,max,3,V} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywk}}{b_w \cdot 0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}} \quad (6)$$

kde d je účinná výška průřezu (viz kap. 2);
 A_{sw} plocha smykové výztuže;
 f_{ywk} mez kluzu smykové výztuže;
 b_w šířka stěny průřezu.

V případě namáhání kroutícím momentem se uplatní doplňující pravidla dle kapitoly 9.2.3 – výztuž na kroucení, kdy první dvě výše uvedené podmínky zůstávají v platnosti, třetí je upravena pro analogický tenkostěnný dutý průřez (ATDP) a čtvrtá a pátá závisí na rozměrech průřezu.

$$s_{l,max,3,T} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywk}}{t_{ef} \cdot 0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}} \quad (7)$$

$$s_{l,max,4} = \frac{u}{8} \quad (8)$$

$$s_{l,max,5} = b_{min} \quad (9)$$

kde t_{ef} je účinná tloušťka stěny ATDP;
 u vnější obvod skutečného průřezu;
 b_{min} je nejmenší rozměr průřezu.

4. PARAMETRICKÁ STUDIE PRO NAMÁHÁNÍ POSOUVAJÍCÍ SILOU

4.1. Vztahy dle Eurokódu 2

Porovnání únosnosti průřezu před vznikem trhlin $V_{Rd,c}$ a únosnosti smykové výztuže při minimálním vyztužení $V_{Rd,s,min}$ dle kap. 3 je provedeno pro následující proměnné parametry:

- tvar průřezu, viz Obrázek 1;
- rozměry průřezu (základní rozměr od 100 mm do 750 mm, pokud není uvedeno jinak);
- pevnostní třída betonu (C12/15 a C90/105).

Ostatní parametry byly zvoleny jako konstanty případně jako hodnoty přímo úměrné geometrii průřezu, viz kap. 2.

Jednotlivé únosnosti průřezů byly stanoveny v souladu s Eurokódem 2 při uvážení nulové normálové síly:

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c,1}; V_{Rd,c,2}) \quad (10)$$

$$V_{Rd,c,1} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} \cdot b_w \cdot d \quad (11)$$

$$V_{Rd,c,2} = 0,035 \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}} \cdot b_w \cdot d \quad (12)$$

$$V_{Rd,s,min} = \frac{A_{sw}}{s_{l,max}} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cotg(\theta) \quad (13)$$

kde $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$

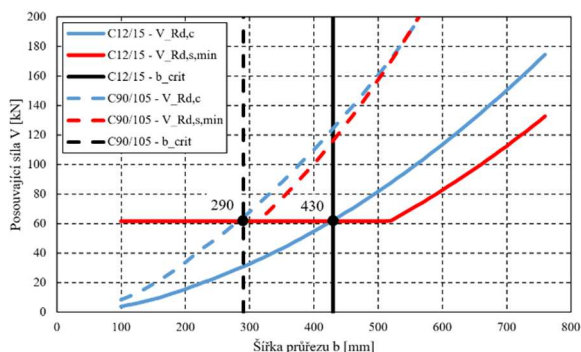
$$k = \min\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}; 2,0\right)$$

$s_{l,max}$ je min. hodnota z rovnic (4), (5), (6)

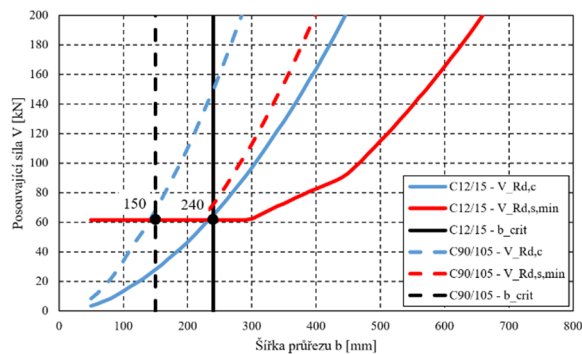
4.2. Dílčí výsledky

Obrázek 2 až Obrázek 4 zobrazují průběhy $V_{Rd,c}$ a $V_{Rd,s,min}$ v závislosti na rozměrech průřezu a pevnostní třídě betonu. Jsou vykresleny výsledky pro dva krajní případy – beton C12/15 a C90/105. V místě průniku únosností je vyznačen tzv. kritický rozměr průřezu, pro který (a všechny větší průřezy) platí, že únosnost před vznikem trhlin je větší než únosnost samotné smykové výztuže $V_{Rd,c} > V_{Rd,s,min}$.

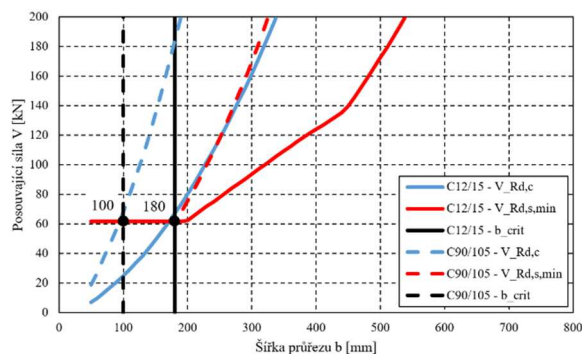
Lze dokázat, že pro mezilehlé třídy betonu se nachází kritické rozměry průřezu mezi uvedenými hodnotami pro C12/15 a C90/105 (viz Obrázek 5).



Obrázek 2: Graf $V_{Rd,c}$ a $V_{Rd,s,min}$ pro čtvercový průřez (krok 10 mm), beton třídy C12/15 a 90/105.



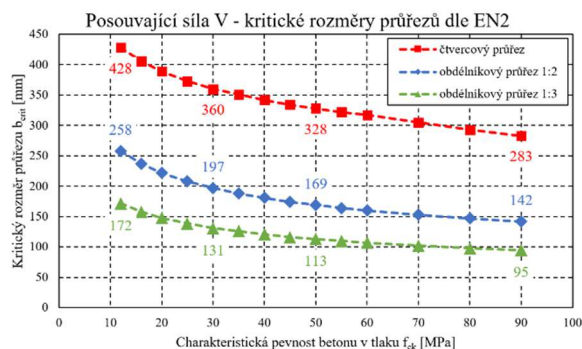
Obrázek 3: Graf $V_{Rd,c}$ a $V_{Rd,s,min}$ pro obdélníkový průřez 1:2 (krok 10 mm), beton třídy C12/15 a 90/105.



Obrázek 4: Graf $V_{Rd,c}$ a $V_{Rd,s,min}$ pro obdélníkový průřez 1:3 (krok 10 mm), beton třídy C12/15 a 90/105.

4.3. Souhrnné výsledky

Kritické rozměry zkoumaných průřezů pro všechny třídy betonu shrnuje Obrázek 5. Explicitně jsou uvedeny hodnoty pro nejnižší a nejvyšší pevnostní třídu betonu a pro nejčastěji používané třídy betonu C30/37 (monolitické konstrukce) a C50/60 (prefabrikované konstrukce).



Obrázek 5: Graf kritických rozměrů pro zkoumané průřezy a třídy betonu (délkový krok 1 mm).

5. PARAMETRICKÁ STUDIE PRO NAMÁHÁNÍ KROUČÍM MOMENTEM

5.1. Vztahy dle Eurokódu 2

Porovnání kroučícího momentu při vzniku trhlin $T_{Rd,c,EN2}$ a návrhový kroučící moment, který převezme smyková výztuž na mezi kluzu při uvážení minimálního vyztužení $T_{Rd,s,min}$

dle kap. 3 je provedeno pro stejné proměnné a konstantní parametry jako v kap. 4. Navíc byl zkoumán kruhový průřez.

Dle Eurokódu 2 se únosnosti průřezů stanoví pomocí vztahů:

$$T_{Rd,c,EN2} = 2 \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot f_{ctd} \quad (14)$$

$$T_{Rd,s,min} = \frac{A_{sw}}{s_{l,max}} \cdot 2 \cdot A_k \cdot f_{ywd} \cdot \cot g(\theta) \quad (15)$$

kde A_k je plocha omezená střednicemi ATDP;
 $s_{l,max}$ min. hodnota z rovnic (4), (5), (7), (8), (9).

5.2. Vztahy dle teorie pružnosti

Vzhledem ke mnoha známým nedostatkům návrhového modelu na kroucení, viz např. (Křístek & Průša, 2017, Vesecký, 2017, Vesecký, 2019), je rovněž proveden alternativní výpočet kroučícího momentu při vzniku trhlin dle teorie pružnosti $T_{Rd,c,el}$. Pro kruhový průřez je tento postup obhajitelný vzhledem ke skutečnosti, že dle Eurokódu 2 lze použít vztah (14) pouze pro „přibližně obdélníkové plné průřezy“, ačkoliv není blíže definováno, které průřezy toto kritérium splňují a které nikoliv. Pro čtvercový a obdélníkový průřez je hodnota únosnosti dle teorie pružnosti, viz (16) a (18), prezentována především s cílem upozornit na výrazný rozdíl při porovnání se vztahem (14), který únosnost nadhodnocuje až o 53 % (v závislosti na poměru stran h/b).

Únosnost před vznikem trhlin dle teorie pružnosti se stanoví jako:

$$T_{Rd,c,el} = W_{t,el} \cdot f_{ctd} \quad (16)$$

kde $W_{t,el}$ je modul průřezu ve volném kroucení.

Pro kruhový průřez platí vztah:

$$W_t = \frac{\pi}{16} \cdot D^3 \quad (17)$$

kde D je průměr průřezu.

A pro obdélníkový průřez, např. (Timoshenko & Goodier, 1987), se použije výraz:

$$W_t = \frac{\pi^2}{24} \cdot \frac{1 - \frac{192b}{\pi^5 h} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^5} \tanh\left(\frac{n\pi h}{2b}\right)}{\sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^2} \left[1 - \frac{1}{\cosh\left(\frac{n\pi h}{2b}\right)}\right]} \cdot b^2 \cdot h \quad (18)$$

kde b je kratší strana obdélníkového průřezu;

h je delší strana obdélníkového průřezu;

Po vyjádření zlomků na levé straně vztahu (18), pro dostatečně vysoké n , lze získat, viz např. (Vesecký, 2017):

$$W_t = 0,2082 \cdot b^2 \cdot h \quad \text{pro } h/b = 1,0 \quad (19)$$

$$W_t = 0,2459 \cdot b^2 \cdot h \quad \text{pro } h/b = 2,0 \quad (20)$$

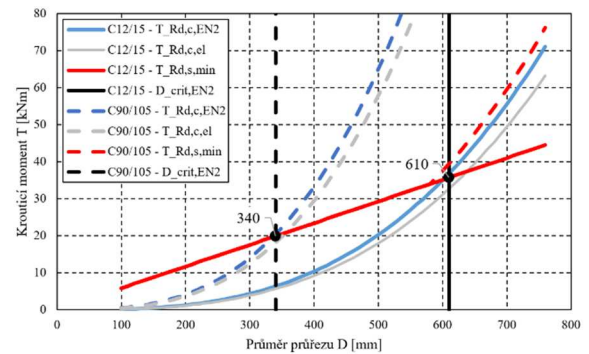
$$W_t = 0,2673 \cdot b^2 \cdot h \quad \text{pro } h/b = 3,0 \quad (21)$$

5.3. Dílčí výsledky

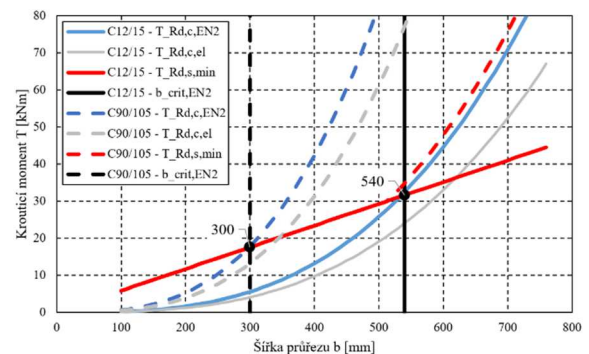
Obrázek 6 až Obrázek 9 zobrazují průběhy $T_{Rd,c,EN2}$, $T_{Rd,c,el}$ a $T_{Rd,s,min}$ v závislosti na rozměrech průřezu a pevnostní třídě

betonu. Jsou vykresleny výsledky pro dva krajní případy – beton C12/15 a C90/105. V místě průniku únosností $T_{Rd,c,EN2}$ a $T_{Rd,s,min}$ je, podobně jako v případě namáhání posouvající silou, vykreslen kritický rozměr průřezu, pro který (a všechny větší průřezy) platí, že únosnost před vznikem trhlin (dle Eurokódu 2 – rovnice (14)) je větší než únosnost samotné smyčkové výztuže na kroucení $T_{Rd,c,EN2} > T_{Rd,s,min}$.

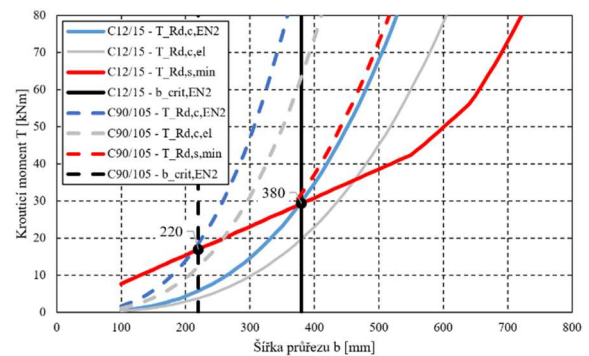
Je patrné, že kritické rozměry průřezu při uvážení vztahu dle teorie pružnosti (rovnice (16)) jsou vždy větší, a tedy únosnost před vznikem trhlin je menší, než udává Eurokód 2. Zároveň lze dokázat, že pro mezilehlé třídy betonu se nachází kritické rozměry průřezu mezi uvedenými hodnotami pro C12/15 a C90/105 (viz Obrázek 10).



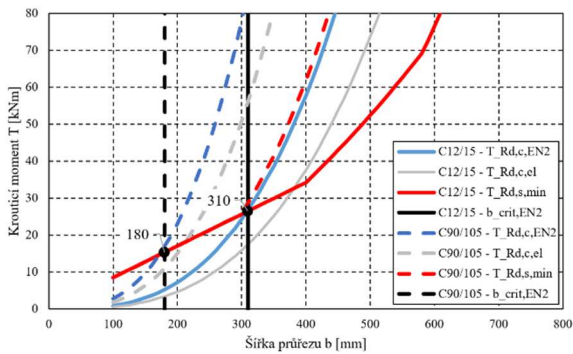
Obrázek 6: Graf $T_{Rd,c,EN2}$, $T_{Rd,c,el}$ a $T_{Rd,s,min}$ pro kruhový průřez (krok 10 mm), beton třídy C12/15 a 90/105.



Obrázek 7: Graf $T_{Rd,c,EN2}$, $T_{Rd,c,el}$ a $T_{Rd,s,min}$ pro čtvercový průřez (krok 10 mm), beton třídy C12/15 a 90/105.



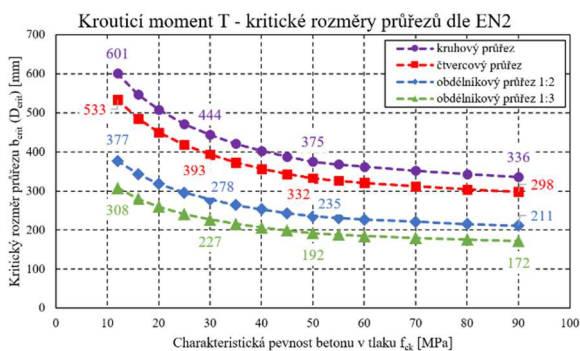
Obrázek 8: Graf $T_{Rd,c,EN2}$, $T_{Rd,c,el}$ a $T_{Rd,s,min}$ pro obdélníkový průřez 1:2 (krok 10 mm), beton třídy C12/15 a 90/105.



Obrázek 9: Graf $T_{Rd,c,EN2}$, $T_{Rd,c,el}$ a $T_{Rd,s,min}$ pro obdélníkový průřez 1:3 (krok 10 mm), beton třídy C12/15 a 90/105.

5.4. Souhrnné výsledky

Kritické rozměry zkoumaných průřezů pro všechny třídy betonu shrnuje Obrázek 10. Explicitně jsou uvedeny hodnoty pro nejnižší a nejvyšší pevnostní třídu betonu a pro nejčastěji používané třídy betonu C30/37 (monolitické konstrukce) a C50/60 (prefabrikované konstrukce).



Obrázek 10: Graf kritických rozměrů dle EN2 pro zkoumané průřezy a třídy betonu (délkový krok 1 mm).

6. DISKUZE

6.1. Zhodnocení výsledků

Z porovnání grafů únosnosti pro posouvající sílu uvedených v kap. 4 a grafů únosnosti pro krouticí moment (kap. 5) je patrný podobný trend. Únosnost konstrukční výztuže je pro malé průřezy vyšší než únosnost průřezu před vznikem trhlin, ovšem již pro relativně malé rozměry dochází k průniku obou křivek a únosnost konstrukční výztuže je až o několik desítek procent nižší než únosnost průřezu bez trhlin.

Z grafů je zcela zřejmý vliv pevnostní třídy betonu, kdy s rostoucí tlakovou pevností dochází k průniku obou křivek při stále menších rozměrech průřezu. Ve výjimečných situacích (viz Obrázek 2 – beton C90/105) může dojít k druhému průniku křivek pro větší rozměry průřezu a únosnost konstrukční výztuže je následně opět vyšší. Zpravidla k tomuto jevu ale nedochází a naopak pro velké průřezy nastává ustálený poměr $X_{Rd,s}/X_{Rd,c}$ na konstantní hodnotě.

6.2. Důsledky nízké únosnosti konstrukční výztuže

Především pro zcela nejčastěji používaný průřez tvaru obdélníku s poměrem stran 1:2 až 1:3 vychází kritické rozměry v hodnotách naprosto běžných pro pozemní stavby – např. přibližně 150×450 mm pro namáhání posouvající silou a přibližně 200×600 mm pro namáhání kroutícím momentem (při uvažování parametrů dle kap. 2). Pro průřezy lávek a mostů, které běžně dosahují rozměrů v řádech jednotek metrů je rozdíl ve zkoumaných únosnostech zcela evidentní a únosnost konstrukční výztuže je často méně než poloviční oproti únosnosti průřezu bez trhlin.

Na tuto skutečnost ovšem Eurokód 2 nepamatuje (viz kap. 3) a může být navržen průřez s využitím průřezu před vznikem trhlin (poměr $X_{Ed}/X_{Rd,c}$ blízcímu se hodnotě 1,0 zdola, který splní všechna ustanovení normy.

Poté postačuje, aby bylo skutečné uvažované zatížení o jednotky procent vyšší, tahová pevnost betonu mírně nižší, případně vznikla trhlina (např. od smršťování), která iniciuje smykovou trhlinu nebo jen výpočetní model nadhodnocoval skutečnou únosnost průřezu bez trhlin. Následně vzniklé smykové trhliny poté aktivují výztuž, u které vzhledem k nedostatečné únosnosti dojde k okamžitému přetřžení a křehkému kolapsu prvku.

6.3. Praktické příklady

Pro nosné prvky pozemních staveb velkých průřezů zpravidla k trhlinám vlivem účinků posouvající síly dochází a navržená smyková výztuž je dostatečná. Konstrukční výztuž je použita pouze v těch částech prvku, kde platí $V_{Ed} \leq V_{Rd,s,min}$. Trhliny ale nemusí vzniknout u prvků menších průřezů, neboť takové prvky zpravidla nebývají příliš namáhané a je navrženo pouze konstrukční smykové vyztužení.

V případě namáhání kroutícím momentem, které je často relativně malé, dochází buď k úplnému zanedbání kroucení, nebo zjištění, že návrhový krouticí moment je nižší než únosnost průřezu bez trhlin, zvláště pokud je únosnost stanovena pomocí normou doporučeného vztahu (14). Následně je navržena konstrukční výztuž bez dalšího ověření.

Mostovky železobetonových mostů a lávek s průřezy velkých rozměrů patří mezi vysoce ohybově i smykově namáhané prvky a jejich vyztužení je tak vždy dostatečné. Jiná situace může nastat u předpjatých mostů a lávek u kterých je velká část zatížení vyrovnána vhodně vedeným předpětím. Posouvající síly (a často ani krouticí momenty) poté nemusí způsobit vznik smykových trhlin a opět postačuje splnění konstrukčních zásad. U předpjatých prvků ale obecně velice pozitivně působí vnesená tlaková normálová síla, která zvyšuje únosnost průřezu před vznikem trhlin, ačkoliv je tento vliv konzervativně započítán jen ve velice redukované formě (pro smyk), případně vůbec (pro kroucení).

6.4. Další poznatky

Bez důkazu, který by byl patrný z prezentovaných grafů je níže stručně shrnuto, jakým způsobem další parametry ovlivňují

hodnoty kritického rozměru průřezu b_{crit} (resp. D_{crit}) pro zkoumané průřezy (tyto poznatky platí pro namáhání posouvající silou i kroutícím momentem, není-li uvedeno jinak).

- Použití třmínek většího průměru zvětšuje kritické rozměry průřezu.
- Snížení úhlu sklonu tlakových diagonál zvětšuje kritické rozměry průřezu a zároveň zmenšuje rozdíl mezi hodnotami $X_{Rd,c}$ a $X_{Rd,s}$.
- Pro vysoký stupeň vyztužení podélnou výztuží ρ_l klesají kritické rozměry průřezu namáhaného posouvající silou, vzhledem k převládnutí vlivu vztahu (11). Zpravidla ale pouze pro teoretickou hodnotu $\rho_l > 0,02$, kterou nelze dle vztahu (11) uvažovat.

Ačkoliv byla výše uvedená parametrická studie provedena výhradně pro prvky kruhového a obdélníkového průřezu, lze předpokládat, že zjištěný problém nastává i pro další typické tvary průřezů, např. T, L, I apod. a výsledné kritické rozměry budou pro tyto průřezy podobné. Tento předpoklad ale musí být ověřen dalšími výpočty.

6.5. Návrh řešení problému

Nejjednodušším možným řešením uvedeného problému, které je ale závislé na rozhodnutí projektanta, je navržení takové výztuže, která bude splňovat rovnici (22) pro namáhání posouvající silou, příp. kroutícím momentem v okamžiku, kdy se využít průřezu před vznikem trhlin blíží 100 %.

$$X_{Rd,s} > X_{Rd,c} \quad (22)$$

Vhodným kritériem může být např. poměr $X_{Ed}/X_{Rd,c} > 0,8$.

Z podmínky (22) může být rovněž odvozeno druhé řešení, neboť ze vztahů uvedených výše lze vyjádřit dodatečné podmínky pro maximální osovou vzdálenost třmínek:

$$s_{l,max,4,V} = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot g(\theta)}{\beta \cdot (C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_l} \cdot f_{ck} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d} \quad (23)$$

$$s_{l,max,5,V} = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot g(\theta)}{\beta \cdot 0,035 \cdot \sqrt{k^3} \cdot f_{ck} \cdot b_w \cdot d} \quad (24)$$

$$s_{l,max,6,T} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \cot g(\theta)}{\beta \cdot t_{ef} \cdot f_{ctd}} \quad (25)$$

kde $\beta > 1,0$ je zvolený „součinitel bezpečnosti“.

Uvedené podmínky (23) až (25) zajistí dostatečnou duktilitu prvků ve všech případech.

7. ZÁVĚR

Článek formou jednoduché parametrické studie upozorňuje na nesoulad v Eurokódu 2, který při splnění všech požadavků umožňuje provést návrh výztuže na smyk a kroucení, jejíž únosnost je nižší než únosnost průřezu před vznikem trhlin. Tato skutečnost může za určitých podmínek vést až k přetržení výztuže a křehkému porušení nosného prvku.

Pro zvolené parametry výpočtu, které byly v článku podrobně popsány a vystihují typické případy bylo ukázáno, že tento problém může nastat i u prvků malých rozměrů, např.:

- obdélníkový průřez 200×400 mm a 150×450 mm z betonu C30/37 namáhaný posouvající silou;

- obdélníkový průřez 300×600 mm a 250×750 mm z betonu C30/37 namáhaný kroutícím momentem;
- kruhový průřez průměru 450 mm z betonu C30/37 namáhaný kroutícím momentem.

Podrobně viz Obrázek 5 a Obrázek 10. Pro větší rozměry průřezu a vyšší pevnostní třídy betonu problém dále narůstá, a naopak je redukován při použití většího průměru třmínek.

Při ručním návrhu výztuže, a především při použití návrhových programů, by měla být věnována zvýšená pozornost prvkům „nevyžadujícím návrh smykové výztuže“. V případech vysokého využití průřezu před vznikem trhlin, blízcímu se 100 %, by mělo být vždy ověřeno, že smykové trhliny skutečně nemohou vzniknout ani být iniciovány jiným typem trhlin (např. od smršťování). V opačném případě by mělo být zvaženo plnohodnotné smykové vyztužení nejméně na hodnotu stejnou nebo vyšší než $V_{Rd,c}$ resp. $T_{Rd,c}$ tak, aby bylo zajištěno případné duktilní porušení prvku.

7.1. Další výzkum

Autor článku zamýšlí výše uvedené analytické výsledky ověřit nelineárním numerickým modelem, případně fyzickým experimentem.

8. PODĚKOVÁNÍ

Článek vznikl jako součást řešení projektu Studentské grantové soutěže SGS20/042/OHK1/1T/11.

Poděkování patří rovněž Bc. Janu Kubátovi, studentovi magisterského oboru C, za přípravu podkladů, pro některé z výše uvedených grafů, v rámci svého semestrálního projektu věnovaného problematice kroucení.

Literatura

- ČSN EN 1992-1-1 (2019). *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. ed. 2. Praha: ÚNMZ.
- ČSN EN 1992-1-1 NA (2020). *National Annex – Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*. ed. A. Praha: ÚNMZ.
- Křístek, V. & Průša, V. & Vitek, J. L. (2017). Modely pro analýzu kroucení masivních betonových prvků, *Beton TKS 4/2017*. 50-55.
- Ráček, V. & Kadlec, L. & Křístek, V. & Vitek, J. L. (2016). New experiments on shear properties of fibre-concrete, *Procedia Engineering*. **151**, 249-256.
- Timoshenko, S. P. & Goodier, J. N. (1987). *Theory of elasticity*. 3rd ed. New York: McGraw-Hill. ISBN 0-07-064720-8.
- Vesecký, J. (2017). *Kroucení železobetonových prvků*. Praha. Bakalářská práce. České vysoké učení technické v Praze. Fakulta stavební. Katedra betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce: Vašková, J.
- Vesecký, J. (2019). Kroucení dle EC2 – Problémy a chyby analytického modelu, *Proceedings of the 8th PhD Workshop of the Department of Concrete and Masonry Structures*. 159-164.

ZÁKLADY PROBLEMATIKY VÝBUCHU A JEJICH VLIVL NA STAVEBNÍ KONSTRUKCE

Pavel Vrba, *

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

ABSTRAKT

Práce pojednává o základních charakteristikách potřebných pro zorientování v problematice výbuchů a jejich vlivu na konstrukce. Jsou představeny zdroje výbuchu, dělení dle způsobu uvolnění energie, mechanizmy jakými k explozi dochází. Podrobněji je popsán hlavním destruktivním činitelem, kterým je tlaková vlna, její dělení a způsob šíření. Jsou představené některé běžně používané způsoby pro analýzu chování konstrukce při zatížení tohoto charakteru. V závěru jsou představeny některé alternativní přístupy ke stanovení rozsahu poškození způsobené tlakovou vlnou.

Cílem práce bylo sestavit ucelený přehled základních informací potřebných pro další výzkum v této oblasti. Nabyté poznatky byly využity při plnění projektu zodolnění Letiště Praha a při plnění SGS číslo SGS19/035/OHK1/1T/11.

KLÍČOVÁ SLOVA

výbuch, tlaková vlna, vzdušná rázová vlna, plastické přetvoření, rotační kapacita, dynamická analýza, stupeň volnosti

ABSTRACT

The following paper is dedicated to explosions and their impact on construction behavior. It focuses on basic properties that are essential to get a basic overview. The following variables are introduced: the sources of explosions, mechanics that cause explosions, and the differences in energy-releasing. In detail, there is explained the main destructive factor which is the pressure wave with related properties such as the way of spreading and the typology of pressure waves. Furthermore, the paper introduces the typical approaches to analyze the structure affected by the explosion. In the end, the paper focuses on alternative methods to determine the range of damage caused by the pressure wave.

The paper aimed to put together a basic overview of the essential principles which can be the basis for the next research in the presented field. The gained knowledge was used in the project of improving the defense against the threat of explosion in the Vaclav Havel Airport Prague and the ongoing work in the project of **Student Grant Competition** with the number SGS19/035/OHK1/1T/11.

KEYWORDS

Explosion, pressure wave, shock wave, plastic strain, rotation capacity, dynamic analysis, degree of freedom

1. ÚVOD

S ohledem na zvýšený důraz na ochranu zdraví a životů obyvatel a dle nedávných událostí ve světě, kdy jedním z posledních témat byla havárie v Bejrútu se problematika vlivu výbuchů na stavební konstrukce stává diskutovaným tématem. Návrh zejména strategických staveb infrastruktury by tedy měl zohledňovat i mimořádná zatížení způsobená lidským pochybením nebo zhoubným úmyslem jako jsou výbuchy, nárazy dopravních prostředků apod.

Účinky výbuchu jako je tlaková vlna nebo unášené trosky a úlomky jsou z hlediska navrhování konstrukcí mimořádným zatížením. Stanovení jejich destruktivního charakteru je velmi obtížné, a proto se často přistupuje k zjednodušení jejich popisu nebo použití empirických postupů.

Nejčastěji diskutovaným tématem, o kterém pojednává i následující příspěvek je vliv tlakové vlny vniklé od výbuchu. Tento účinek v minulosti byl a nadále je zkoumán a jeho teorie je již značně ukotvena. Nedílnou součástí výbuchu jsou pak letící projektily ať už ze samotného obalu explodujícího prvku, nebo fragmenty trosek, které s sebou tlaková vlna unáší. Tyto projektily a jejich lokální působení mají destruktivní pro křehké materiály a jsou obzvláště nebezpečné pro obyvatelstvo. Souběžným působením projektilů s tlakovou vlnou a jejich vliv na zatížení konstrukcí je předpokládáný směr, jakým by se následující výzkum měl ubírat.

Tento příspěvek se zabývá úvodem do problematiky výbuchů a jejich účinku na stavební konstrukce, který je nutný k pochopení problematiky a jejímu dalšímu rozvíjení.

2. VÝBUCH

2.1. Podstata výbuchu

Jako výbuch je označován děj spojený s uvolněním značné energie během velmi krátkého časového intervalu. Uvolněná energie se obvykle šíří formou tlaku, tepla, zvuku a světla. Důsledkem výbuchu bývá poškození nebo úplné zničení blízkých konstrukcí a zařízení.

Podle druhu a původu reakce můžeme výbuchy rozdělit na jaderné, fyzikální a chemické. Stavební konstrukce jsou

* Školitel: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

nejčastěji ohrožovány výbuchem chemického původu. Ty lze dále rozdělit na: výbuch kondenzované výbušniny, výbuch plynu a výbuch prachových disperzí.

Zásadní vliv na parametry tlakových vln má také charakter prostředí, tedy zda k výbuchu dochází v otevřeném nebo uzavřeném prostoru.

2.2. Mechanismy výbuchu

Níže uvedené mechanismy jsou společné pro všechny druhy výbuchu spojené s uvolňováním chemické energie. Rozdělení je provedeno s ohledem na rychlost děje a jeho následný tlakový projev.

Deflagrace neboli explozivní hoření je mechanismus vyznačující se nižšími rychlostmi hoření a nízkými tlaky (obvykle do jednotek MPa).

Přechod mezi deflagrací a detonací je spojený s nárůstem rychlosti hoření i tlakem v čele tlakové vlny (do 1000 m.s⁻¹).

Detonací označujeme mechanismus s rychlostí tlakové vlny přesahující 1000 m.s⁻¹, která přináší okamžitý nárůst tlaku až na hodnotu desítek GPa.

2.3. Zdroje výbuchu

Jako zdroje výbuchu mohou sloužit nejrůznější hořlavé a výbušné látky, stlačené plyny nebo reakce prachových/kapalných částic v aerobním prostředí. Pro srovnání destruktivních účinků jednotlivých látek se používá tzv. TNT-ekvivalent.

2.4. Výbuch kondenzované výbušniny

Za výbušninu považujeme látku, která je schopna uvolnit obrovské množství energie formou velmi rychlé chemické reakce, a to bez ohledu na okolní podmínky. Funkce látky označované jako výbušnina není podmíněna spolupůsobením s okolím a je jí možné použít v jakémkoli prostředí (např.: anaerobní prostředí, pod vodou, v horninách a zeminách). Vytvoření tlakové vlny je obvykle zapříčiněno rozkladem látky se složitou strukturou na produkty s jednodušší strukturou a zároveň uvolnění tepelné energie.

Podle způsobu využití dělíme výbušniny do následujících čtyř kategorií. Střeliviny, třaskaviny, trhaviny, pyrotechnické složky. Třaskaviny a trhaviny zpravidla detonují, u střelivin a pyrotechnických složek je projev individuální.

2.5. Výbuch oblaku par/plynu

Tato forma výbuchu vyžaduje interakci s okolním prostředím. Nejprve musí dojít k distribuci a smíšení výbušné látky se vzduchem. Následně je nutné výbuch iniciovat. Výbuch tohoto typu je způsoben rychlým hořením promíseného oblaku, které způsobuje nárůst tlaku. Následky výbuchu oblaku plynu nebo páry jsou silně ovlivněny velikostí oblaku a okolními podmínkami (koncentrace paliva, druh paliva, interiér/exteriér).

2.6. Výbuch prachové disperze

Jedná se o exotermickou reakci, ke které dochází pouze v uzavřeném prostředí. Pro tento typ výbuchu je důležitá velikost palivového materiálu a jeho rozptýlení v prostoru. Pokud budou mít prachové částice dostatek prostoru pro hoření a zároveň dostatečně malé vzdálenosti rozestupů pro rychlý přenos hoření dojde po iniciaci hoření k náhlému urychlení procesu hoření, který vygeneruje tlakovou vlnu.

S ohledem na množství proměnných je velmi obtížné výbuchy oblaku plynu/páry a prachové disperze řídit nebo přesně analyzovat. K takovýmto výbuchům může docházet bez přímého zavinění.

3. RÁZOVÁ VLNA

3.1. Podstata tlakové vlny

Důsledkem všech výbuchů je vytvoření a následné šíření tlakové vlny. Charakteristiky tlakové vlny jako například rychlost nebo intenzita jsou ovlivněny chemickými vlastnostmi výbušniny nebo fyzikálním stavem hořlavé látky a její reakce s okolním prostředím.

Výbuch vyvolává následující projevy:

- Tlaková (rázová/spojitá) vlna vzduchu
- Rázová vlna v podloží
- Rozlet prvotních trosek/fragmentů
- Druhotné fragmenty vznikající jako produkt tlakových vln

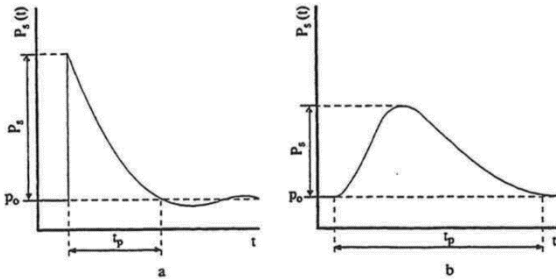
Hlavní složkou zatížení způsobeného výbuchem je šíření tlakové vlny. K šíření dochází rychlostí přesahující rychlost zvuku. Na čele rázové vlny se nachází oblast se zvýšeným tlakem vzduchu. Za čelem rázové vlny dochází naopak ke snížení tlaku vzduchu. V obou případech je změna tlaku spojena se schopností rázové vlny unášet fragmenty trosek určitými. Na čele rázové vlny se fragmenty pohybují směrem od epicentra, naopak v oblasti nižšího tlaku je možný pohyb zpět.

Tlaková vlna se z epicentra výbuchu šíří formou kulových vlnoploch. Po střetu s překážkami (celé objekty, ale také jednotlivé konstrukční prvky nebo jejich složky – materiálová nehomogenita) dochází k odrazům tlakové vlny, které její tvar následně deformují.

3.2. Vzdušná rázová a spojitá vlna

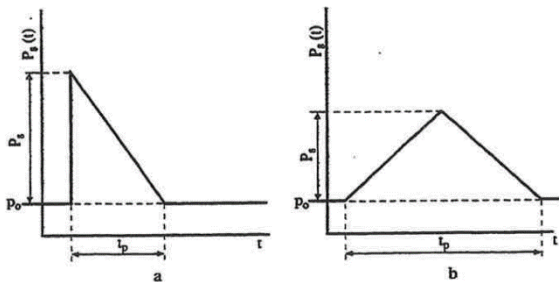
Podle rychlosti děje výbuchu je možné rozdělit rázové vlny na dvě základní kategorie.

- a) Vzdušná rázová vlna (VRV) je stav, ke kterému dochází při detonaci. Rychlost výbuchu a s tím spojeného tlaku na čele vlny je téměř okamžitá. VRV je spojována s výbuchem kondenzovaných výbušnin nebo s velmi silnými výbuchy plynů.
- b) Vzdušná spojitá vlna (VSV) k níž dochází při deflagraci. Nárůst tlaku na čele vlny je oproti VRV pozvolný. Ke spojitě vlně dochází při výbuchu plynů.



Obrázek 1: Průběhy tlaku v čase od jednotlivých tlakových vln

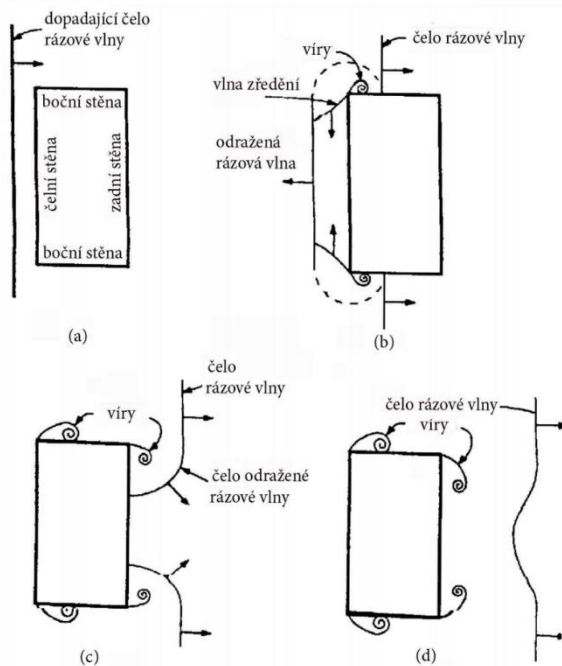
Charakter jednotlivých tlakových vln je znázorněn na grafech výše. Pro účely zjednodušených analýz se používají idealizované trojúhelníkové tvary (obrázek 2).



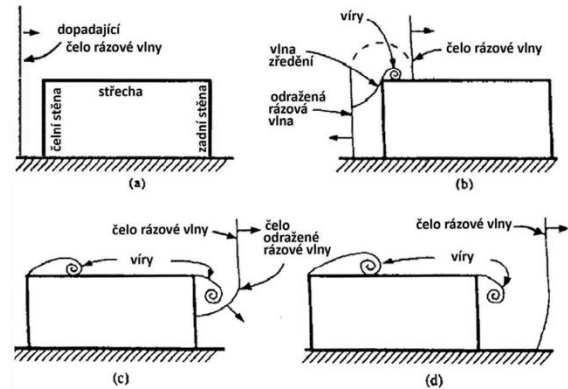
Obrázek 2: Zjednodušené průběhy tlaku v čase

3.3. Šíření tlakové vlny v otevřeném prostoru

Jak bylo již zmíněno, nárazem tlakové vlny na překážku dochází k její modifikaci. V takovém případě nezáleží pouze na časovém průběhu výbuchu, ale také na orientaci překážky a směru postupující tlakové vlny. Při kontaktu s překážkou dochází k odrazu části tlakové vlny, v zóně odrazu vzniká dynamický tlak a na hranách objektu dochází k tvorbě vírů. Jevy jsou podrobně popsány na následujících obrázcích.



Obrázek 3: Schéma narušení tlakové vlny překážkou - půdorys



Obrázek 4: Schéma narušení tlakové vlny překážkou - pohled

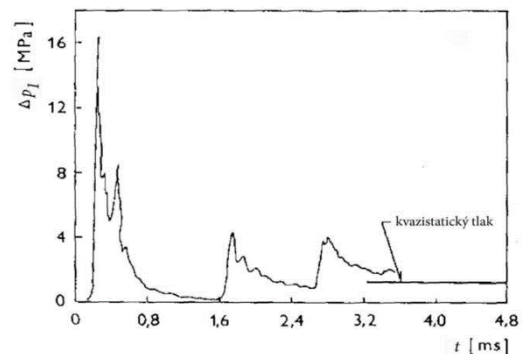
Pokud dojde k odrazu tlakové vlny, přetlak na jejím čele se zvyšuje. Nárůst přetlaku odpovídá vzdálenosti, tuhosti a materiálu zasaženého prvku. Tužší a masivnější konstrukce přebírají od dopadu a odrazu tlakové vlny větší zatížení. Naopak poddajnější materiály umožňující disipaci energie přispívají k snížení zatížení konstrukce.

Šíření tlakové lze rozdělit podle prostředí ve kterém k němu dochází na šíření v otevřeném prostoru a na šíření v částečně nebo zcela uzavřených prostorech. V případě šíření tlakových vln v otevřeném prostoru platí výše uvedené principy. Naopak u šíření v uzavřených prostorech je situace složitější.

3.4. Šíření tlakové vlny v částečně nebo zcela uzavřeném prostoru

U výbuchů v ohraničených prostorech se zásadním způsobem projevuje vliv odrazů tlakové vlny od jednotlivých prvků heterogenního prostředí. Při odrazech pak vznikají oblasti, ve kterých se účinky těchto odražených vln sčítají, což vede k lokálnímu značnému zvýšení účinků.

Po rychlé deflagraci nebo při detonaci v uzavřeném prostoru je zatížení zasažených objektů rozděleno do dvou fází. Nejprve dochází k šíření samotné tlakové vlny, jejím odrazům a interferencím s dalšími vlnami. Po zeslabení účinků rázových vln dochází k druhé fázi, kdy je objekt zatížen kvazistatickým tlakem vznikajícím od chemické reakce (vliv expanze spalín). Pokud je prostor zcela uzavřen, má přetlak dlouho trvající efekt, naopak pokud prostor umožňuje ventilaci dochází k útlumu tohoto vlivu.



Obrázek 5: Průběh tlaku od výbuchu v neventilovaných komorách

Obrázek výše popisuje průběh tlaku v neventilovaných prostorách. V porovnání s obrázkem 1 je patrná složitost popisovaného děje.

Šíření tlakové vlny v uzavřeném prostředí je komplexní děj, k jehož řešení se často používá řada zjednodušujících faktorů a empirických vzorců. Při zjednodušeném posuzování dílčích prvků konstrukce například lze za určitých podmínek použít principy šíření tlakové vlny v otevřeném prostoru (Makovička, 2009).

3.5. Projevy tlakové vlny

3.5.1. Odraz tlakové vlny

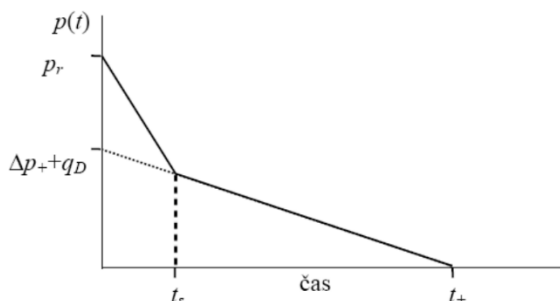
Odraz tlakové vlny má opačný směr vůči vlně dopadající. Během odrazu je povrch zatěžován přetlakem odražené vlny, který je větší než přetlak vlny dopadající. Poměr mezi těmito tlaky se nazývá odrazný koeficient.

3.5.2. Dynamický tlak

Po odrazu tlakové vlny je odrazný povrch vystaven zatížení vyplývající z vytěsnění vzduchu („explosion wind“). Dynamický tlak způsobený tímto jevem je odvislý od dopadajícího a odraženého tlaku a tvaru objektu.

3.5.3. Zatížení odrazného povrchu

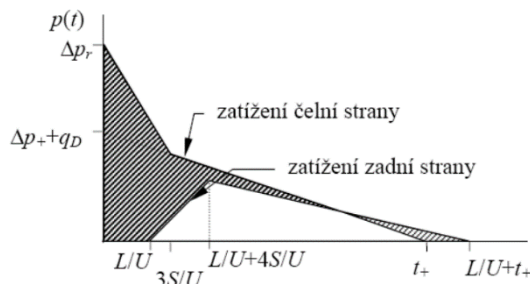
Vlivem dopadajících na odražených vln na hranách objektu se tvoří vlna zředění. Vlivem této vlny tlak na postupující (prvotní) rázové vlny klesá. Výsledné zatížení povrchu v čase lze popsat pomocí odrazného a dynamického tlaku (viz obrázek 6).



Obrázek 6: Schéma závislosti tlaku na čase pro odrazný povrch

3.5.4. Zatížení objektu

Zatížení dopadové plochy tlakové vlny bylo popsáno výše. Zatížení ostatních ploch (boky a zadní stěny) je závislé na čase a místě. S postupem obtékáním objektu tlakovou vlnou se mění okrajové podmínky tohoto děje.



Obrázek 7: Znárodnění horizontálního zatížení objektu výbuchem v čase

3.5.5. Zatížení zadní strany objektu

Po překonání objektu tlakovou vlnou vzniká na jeho zadní stěně oblast sníženého tlaku. Toto zatížení má charakter sání a jeho hodnota se odvíjí od velikosti přetlaku a rozměrech závětrné oblasti.

4. DYNAMICKÝ ANALÝZA ODEZVY STAVEBNÍ KONSTRUKCE

Zatížení tlakovou vlnou odpovídá charakteru dynamického zatížení. Jedná se o velmi rychlý děj, který je proměnný v čase, ale i místě. U výbuchů se časová změna zatížení rovná vteřinám, nebo jejich zlomkům. Vnitřní síly od této formy zatížení jsou závislé na hmotě, tuhosti a tlumení prvku.

4.1. Pohybová rovnice

Pro popis chování konstrukce z hlediska dynamiky se používá pohybová rovnice vycházející z D'Alembertova principu (jedná se o ekvivalentní vyjádření Newtonova Zákona síly), který zní: „Součet všech sil působících na těleso ve směru kmitání, včetně sil setrvačných, je roven nule.“ [Máca, 2020] Matematicky je zákon vyjádřen následující rovnicí.

$$m\ddot{u}_{(t)} + c\dot{u}_{(t)} + ku_{(t)} = F_{(t)} \quad (1)$$

Rovnice se skládá z členů:

- | | | |
|----|----------------|-------------------|
| c) | Setrvačné síly | $m\ddot{u}_{(t)}$ |
| d) | Tlumící síly | $c\dot{u}_{(t)}$ |
| e) | Vratné síly | $ku_{(t)}$ |
| f) | Vnější síly | $F_{(t)}$ |

Pro zjednodušení dynamické úlohy je vhodné využití principu diskretizace. Jedná se o náhradu systému se spojitým rozdělením hmoty na systém využívající konečný bodů se soustředěnou hmotou.

4.2. Složky pohybové rovnice

4.2.1. Hmotnost

Pro sestavení matice hmotnosti M je vhodné použití diskretizace spojitě plochy do jednotlivých vyšetřovaných hmotných bodů. Matice hmotnosti se pak skládá z jednotlivých hmot pohybujících se hmotných bodů.

Pro detailní dynamický výpočet je třeba sestavit konzistentní matici hmotnosti. S ohledem na množství proměnných ve výpočtu se připouští zjednodušení formou diagonální matice.

4.2.2. Tlumení

Hodnota tlumení C ve výpočtu ovlivňuje výsledné veličiny odezvy. Vliv může být řádový a zejména pokud se konstrukce nachází v oblasti frekvencí blízkým rezonanci. Obvykle se u stavebních konstrukcí uvažuje tlumení viskozní, tedy úměrné rychlosti kmitání.

Pro stanovení útlumu stavební konstrukce je vhodné vyjít z experimentálního měření. Pokud taková data nejsou dostupná lze vycházet z doporučení vyplývajících z národních předpisů nebo odborné literatury popisující obdobné konstrukce. Možné je řešení analytické, avšak s přihlédnutím k množstvím proměnných jde o metodu velmi pracnou.

4.2.1. Tuhost

Matice tuhosti K se odvíjí od statických tuhostí jednotlivých prvků diskretizované soustavy. Jednotlivé prvky matice tuhosti odpovídají síle nebo momentu síly v bodě při působení jednotkové deformace nebo síly (metoda konstant poddajnosti/tuhosti).

4.3. Výpočet pohybové rovnice

Řešení pohybových rovnic je možné provádět dvěma základními způsoby:

- g) Rovnice s nulovou pravou stranou – výsledkem je stanovení hodnoty vlastního kmitání
- h) Rovnice s nenulovou pravou stranou – zohledňuje působící vnější síly (vynucené kmitání)

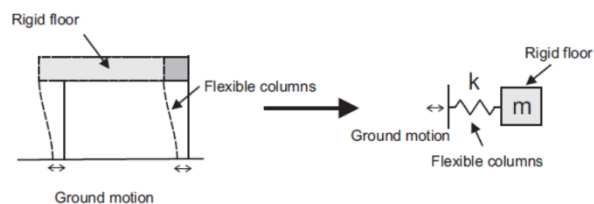
Při řešení rovnic s nulovou pravou stranou se vhodně jeví použití metody zpětné iterace s ověřením pomocí Sturmovy kontroly. Další možností je například využití řešení vycházejících z podmínky nulové hodnoty determinantu pohybové rovnice.

Pro řešení soustavy s vynuceným kmitáním je možné počítat pomocí modální analýzy, přímou integrací, energetické metody nebo řady dalších metod, které nám obor dynamických výpočtů přináší.

5. ZJEDNODUŠENÁ ŘEŠENÍ ANALÝZY KONSTRUKCE

5.1. Systém s jedním stupněm volnosti

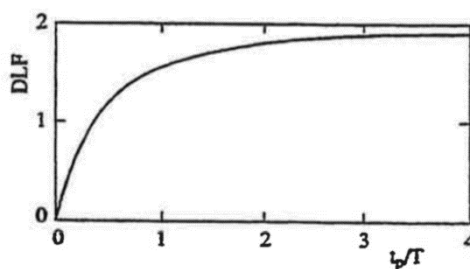
Systém s jedním stupněm volnosti (SDOF) je označení pro metodu využívající maximálního zjednodušení řešené úlohy, kdy konstrukční prvek je nahrazen jedinou hmotou M , jedinou pružinou o tuhosti K a případně jedním prvkem zajišťujícím útlum C . Stupeň volnosti zjednodušeného systému je zpravidla uvažován v místě, kde předpokládáme maximální odchylky. Výpočetní rovnice je totožná s rovnicí (1). Příklady takto zjednodušené soustavy jsou uvedeny na obrázku 7.



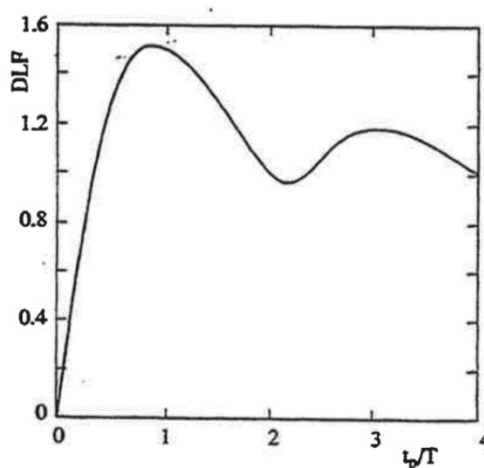
Obrázek 8: Příklad zjednodušeného popisu konstrukce pro metodu SDOF

5.2. Dynamický faktoro zatížení

Jedná se o další zjednodušující metodu výpočtu. Dynamický výpočet se převádí do formy běžného kvazistatického výpočtu formou dynamického součinitele. Maximální hodnota dynamického zatížení tlakovou vlnou je násobena dynamickým součinitelem a tím je získána hodnota pro statický výpočet. Dynamický součinitel je závislý na době trvání zatížení, respektive poměru trvání pozitivní fáze a periody vlastní frekvence. Dále pak na způsobu působení tlakové vlny (spojitá/rázová vlna). Hodnoty součinitelů mohou být pak stanoveny z následujících grafů.



Obrázek 9: Dynamický součinitel pro vzdušnou rázovou vlnu



Obrázek 10: Dynamický součinitel pro spojitou tlakovou vlnu

6. VYUŽITÍ DUKTILITY MATERIÁLU

U konstrukcí vystavených ojediněle se vyskytujícím zatížením v průběhu celé životnosti – mimořádná zatížení je možné připustit deformace nepružného charakteru. Z hlediska bezpečnosti je důležité, aby konstrukce byly schopny přednést mimořádná zatížení i za cenu trvalých deformací. Nesmí však docházet ke křehkým poruchám. Po výskytu mimořádného zatížení se předpokládá následná oprava konstrukce nebo její vyřazení z provozu.

Duktilita je schopnost konstrukce se plasticky přetvářet, aniž by došlo ke křehkému porušení. Za duktilní materiály považuje například ocel nebo dřevo. Opakem jsou materiály křehké jako jsou beton, zdivo a sklo. Ve stavební praxi se setkáváme s kombinacemi těchto materiálů (železobeton), jehož duktilita je ovlivněna použitou třídou betonu, způsobem a množstvím vyztužení. Důležitým faktorem je duktilita samotného prvku. Duktilní vlastnosti stejné konstrukce se liší podle způsobu namáhání [Makovička, 2009].

Pro konstrukce složené z duktilních i křehkých materiálů je potřeba zajistit správnou hierarchii únosnosti. Při správném návrhu nejprve musí dojít k porušení v duktilních stavech (ohyb) a až poté ve stavech křehkého porušení (smyk, osový tlak). Vhodný návrh konstrukce využívá rovnoměrného vzniku disipačních oblastí po konstrukci, která v případě extrémního mimořádného zatížení zamezí nebo alespoň oddálí kolaps konstrukce.

7. ZÁVĚR

Príspevek rešeršní formou pojednává o výbuchu, jeho zdrojích a důsledcích. Obecně jsou zde shrnuty mechanismy šíření tlakové vlny a jejich vliv na konstrukce. Dále byly uvedeny způsoby analýzy vlivu výbuchu od detailního řešení formou dynamické analýzy až k zjednodušeným řešením využívajících dynamického součinitele nebo využití systému s jedním stupněm volnosti.

Jedná se o první krok k budoucímu výzkumu autora v problematice vlivu zatížení od výbuchu a dopadajícího projektilu na konstrukce. Nabitě znalosti byli v letošním roce aplikovány při práci na projektu „zoholnění Letiště Praha“. V tuto chvíli se pracuje na rozvaze, jakým konkrétním směrem se výzkum bude ubírat a z jakých experimentů by bylo vhodné vycházet.

PODĚKOVÁNÍ

Príspevek vznikl za finanční podpory SGS19/035/OHK1/1T/11, Českého Vysokého učení technického v Praze.

Reference

- FOGLAR, Marek, Radek HÁJEK, Radek ŠTEFAN a Jiří STÖHR. *Vyšetřování vlastností cementových kompozitů vystavených působení extrémních zatížení: experimenty, modelování, technologie*. V Praze: České vysoké učení technické, 2016. ISBN 978-80-01-05892-3.
- [Makovička a Janovský, 2008] Makovička D. a Janovský B. Příručka protivýbuchové ochrany staveb, Česká technika – nakladatelství ČVUT v Praze, 2008.
- MAKOVIČKA, DrSc., Doc. Ing. Daniel a Ing. Daniel MAKOVIČKA. *Navrhování stavební konstrukce při zatížení tlakovou vlnou od výbuchu* [online], 2009
- BÍLÝ, Petr a Martin TIPKA. *Úvod do problematiky dynamiky betonových konstrukcí* [online]. Praha, 2012 [cit. 2020-09-07]. Dostupné z: http://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/granty_soubory/SGS_2011/Uvod_do_problemu_dynamiky_bet_konstrukci.pdf
- MÁČA, Jiří: Dynamika stavebních konstrukcí. Kurz bakalářského studia na Fakultě stavební ČVUT v Praze, 2020. Syllaby přednášek dostupné z WWW: <https://mech.fsv.cvut.cz/cgi-bin/homeworks/student/student-identification?course=DY01>
- Methods for the determination of possible damage: to people and objects resulting from releases of hazardous materials. 1. Den Haag: Committee for the Prevention of Disasters, 1992. ISBN 90-5307-052-4.

MICROMECHANICAL PROPERTIES OF CEMENT PASTE MODIFIED BY METAKAOLIN AND NANOCCLAYS

*Vojtěch Zacharda, **

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

ABSTRAKT

Tato práce se zabývá porovnáním mikromechanických vlastností a mikrostruktury cementových past s přísadami používanými v betonu ke snížení bočního tlaku na bednění. Práce se zaměřila na dvě aditiva použité pro tento účel, a to kalcinovaný jííl (metakaolin) a typ nanojíllu sepiolit. K popisu jejich mikrostruktury byl použit SEM. Mikromechanické vlastnosti byly zkoumány nanoindentací na třech typech vzorků: prostá cementová pasta a dvě směsi obsahující zlepšující přísadu metakaolinu a nanoclay. Z vyhodnocených výsledků ve formě histogramů vlastností byl odvozen modul pružnosti, tvrdosti a parametr dotvarování. Bylo zjištěno, že v cementové pastě s metakaolinem se ve srovnání s kontrolní směsí zvýšilo množství gelu C-S-H. V cementové pastě s nanojílem byl nalezen zvýšený portlandit a množství bezvodého slínku. Výsledky byly potvrzeny elektronovou mikroskopií. Mikromechanický výzkum byl doplněn měřením pevnosti v tlaku na kostky na makroskopické úrovni.

KLÍČOVÁ SLOVA

Cement • Hydratace • Metakaolin • Nanojíl • Nanoindentace

ABSTRACT

This work deals with the comparison of micromechanical properties and microstructure of cement pastes with additives used in concrete to reduce the lateral pressure on the formwork. The work focused on two additives used for the purpose, namely calcined clay (metakaolin) and a type of nanoclay sepiolite. A scanning electron microscope was used to describe their microstructure. Micromechanical properties of both cement composites were investigated by nanoindentation. Large statistical grids of indents were performed on three sample types: plain cement paste and two mixtures containing the enhancing additive of metakaolin and nanoclay. From the evaluated results in the form of property histograms, the modulus of elasticity, hardness and creep parameter were derived. It was found that in the cement paste with metakaolin the amount of C-S-H gel increased compared to the control mixture. Increased portlandite and the amount of unhydrous clinker was found in the cement paste with nanoclay. The results were confirmed by electron microscopy.

The micromechanical research was supplemented with the measurement of the compressive strength on cubes at the macroscopic level.

KEYWORDS

Cement • Hydration • Metakaolin • Nanoclay • Nanoindentation

1. INTRODUCTION

In the construction industry, concretes in their fresh state are cast into formworks. Ordinary concretes are vibrated to support their flow and to overcome their high viscosity. The casting process of tall structures is done in steps to allow mixture compaction and stepwise vibration. Lateral pressures introduced by the ordinary concretes on formwork diminish relatively soon after casting due to the very high mixture viscosity and prolonged casting times. In contrary, self-compacting concretes (SCC) are characterized by low viscosity with no need of additional vibration to fill the formwork [1;4]. SCC are usually poured into formwork in one step filling the whole height of the structure (e.g. a column or a wall). The long-lasting mixture flowability is usually maintained by additives (plasticizers) and hydration retarders and even after casting the mixture behaves like a fluid that introduces high lateral pressures on the formwork.

However, the development of high lateral pressures in the SCC mixtures can be controlled by special additives that control viscosity and workability of the mixtures in the fresh state and simultaneously control development of thixotropic behavior and early strength development of the mixture. Such additives can be in the form of hydration modifiers or some nanoparticles [1-6]. So far, the effect of the additives on the microstructure and micromechanical properties of the resulting hardened concrete was not well studied. Thus, this work deals with the comparison of micromechanical properties and microstructure of cement pastes modified with additives that are used in SCCs to reduce the lateral pressure on the formwork [7-11].

There are several ways how to reduce the lateral pressure in the mixture. One of the ways is to change thixotropy of the concrete by non-reactive additives. It was found that the thixotropy can be increased and the pressure can be reduced

* Supervisor: prof. Ing. Petr Štemberk Ph.D. D.Eng.

by nanoclay minerals or derived materials [1-6]. The other way of reducing pressures is to modify hydration kinetics and hydration products by additives such as metakaolin. Metakaolin reacts with dissolved clinker minerals in cement paste and forms calcium-silica hydrates (C-S-H) [6].

2. TESTED MATERIAL

Cement pastes modified by two additives, metakaolin and nanoclay, were tested in hardened state in this work. Firstly, metakaolin which is a calcined clay with the chemical composition: 53.1% SiO₂, 41.7% Al₂O₃, 1.1% Fe₂O₃ and other minor oxides, was used. It is prepared as a granulated powder with a similar grain distribution as cement. Metakaolin particles have angular shape with mean size which can range from 1 to 10 μm (Figure 1). Metakaolin reacts with cement during hydration. It reduces the amount of portlandite in the hydrated cement and increases the main hydration product that is calcium-silica-hydrate gel (C-S-H) [6]. The nanoclay sepiolite was used for the second part of the samples. Its chemical formula is Mg₄Si₆O₁₅(OH)₂·6H₂O. Sepiolite particles have tiny elongated shape (Figure 2). They have typical length of 1 to 2 μm and width of several tens of nanometers. Sepiolite does not dissolve in water and it does not react with cement, but it works on reorganization of the crystallites in plastic stage of the mixture. It also binds more water upon mixing which lowers workability. The resulting microstructure contains larger amount of unhydrated clinker.

The micromechanical properties of the three cement paste mixtures with the composition defined in Table 1 were tested. All mixtures are based on Portland cement CEM I 42,5R and the additives described earlier. Equal water to binder ratio 0,45 was used for all samples. The amount of additives was chosen as 1% of weight of cement. Samples were cast into cylindrical plastic molds with height of 65 mm and diameter of 30 mm. They were demolded after three days from casting and stored in water for 28 days. After hardening, the samples were cut into discs and placed in an acetone bath to prevent further hydration. The surface of samples were grinded and polished by a metallographic procedure and prepared for testing by nanoindentation. Along, six cubic specimens (40x40x40 mm) were made for compressive strength testing.

TABLE 1. Definition of cement paste.

Sample	Cement [g]	Metakaolin [g]	Sepiolite [g]	Water [g]
C	450	-	-	202.5
CM	445,5	4.5	-	202.5
CS	445.5	-	4.5	202.5

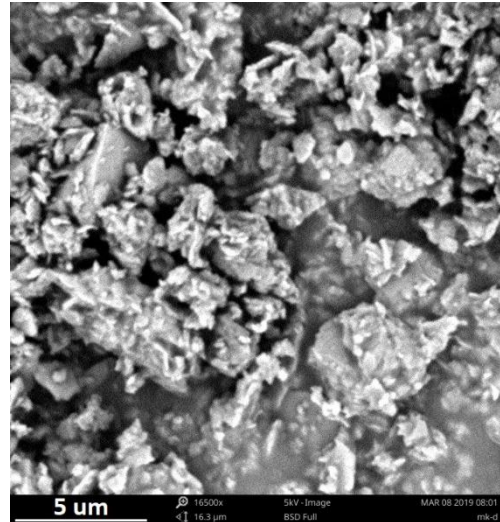


FIGURE 1. SEM image of metakaolin.

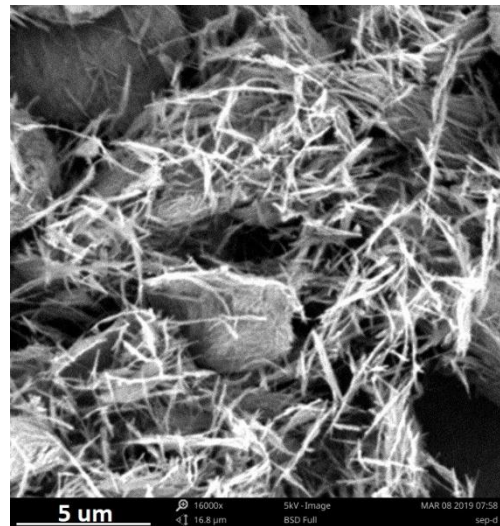


FIGURE 2. SEM image of sepiolite.

3. METHODS

3.1. Nanoindentation

The main objective of the paper was to compare nanomechanical properties of the cement paste modified by metakaolin or sepiolite with pure cement paste. Therefore, series of 400 indents were done on each sample. Each consisted of a matrix of 20x20 indents. The separation of indents was 10 μm. A load-controlled test with the load function lasting for 26 seconds to the maximum force of 2000 μN was prescribed for each indent. The function had a trapezoidal shape (Figure 3). The first part of the function was a linear loading with speed of 40 mN/min lasting for 3 seconds. The second part was a constant loading for 20 seconds and the last part of the function was a linear unloading with speed of 40 mN/min lasting for 3 seconds. A typical response (load-depth) for various phases in the material is shown in Figure 4. Material properties were evaluated for each indent by the Oliver and Pharr method [11]. Some defective indentations caused by local porosity or roughness were eliminated from

considerations. The Oliver and Pharr [11] method was used for obtaining reduced modulus, E_r and hardness, H for single indents and property histograms were constructed for each matrix. The evaluation was complemented by creep indentation parameter CIT .

The parameters are defined as follows.

$$E_r = \frac{S\sqrt{\pi}}{2\beta\sqrt{A_c}} \quad (1)$$

where S is the unloading tangential stiffness, β is a tip shape correction coefficient and A_c is the contact area,

$$H = \frac{P_{max}}{A_c} \quad (2)$$

where P_{max} is the maximum indentation force,

$$CIT_{(P,t_1,t_2)} = \frac{h_2 - h_1}{h_1} \times 100 \quad (3)$$

which is defined as a relative change between indentation depths h_1 encountered at the time t_1 and h_2 at the time t_2 , respectively. The CIT is dependent on the contact force P and time of holding period.

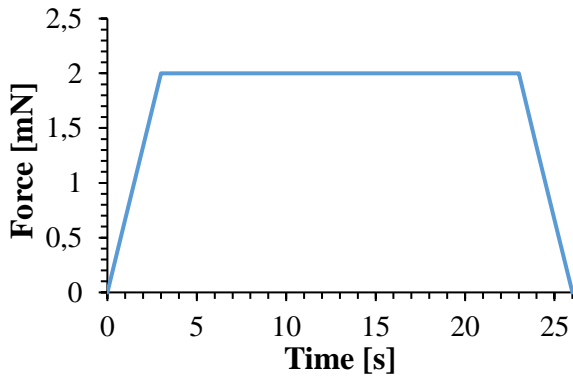


FIGURE 3. Load function of indents.

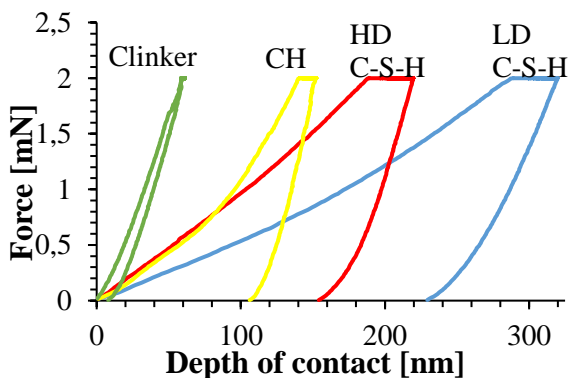


FIGURE 4. Indentation curves.

Note, that the reduced modulus can easily be used to calculate Young's modulus of isotropic materials [11] knowing Poisson's ratio of the material ($\nu=0.2$ was assumed was all phases in this work).

3.2. Microstructural analysis

The basic microstructural analysis was performed by scanning electron microscope (SEM). Back scattered electrons (BSE) images together with energy dispersive x-ray spectroscopy (EDS) analysis are very effective way for exploring the phase of cement paste at the level of micrometers. Topography of the surface (Figure 5), BSE images (phase composition) (Figure 6) and EDS maps of cement pastes were acquired. The distinction between the microstructural phases could be done from these images but it was not attempted in this work that concentrated on statistical evaluation of micromechanical results as shown later.

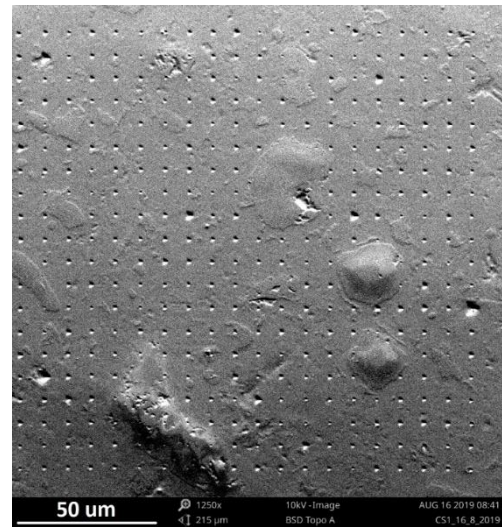


FIGURE 5. Topography of surface.

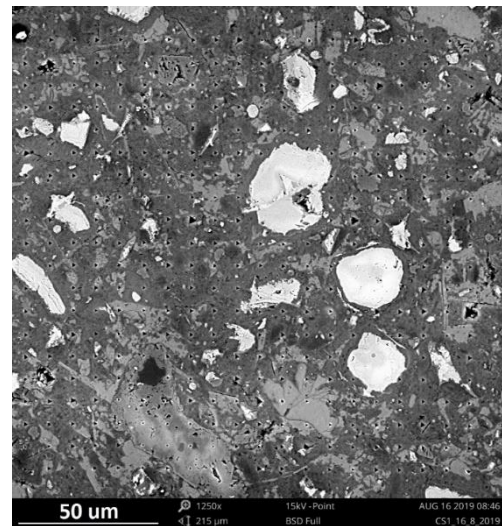


FIGURE 6. BSE images = phase composition.

3.3. Macroscopic level

The paper was supplemented by the compressive strength measurements performed in a standard electro-mechanical press on 40x40x40 mm cubes (Figure 7).

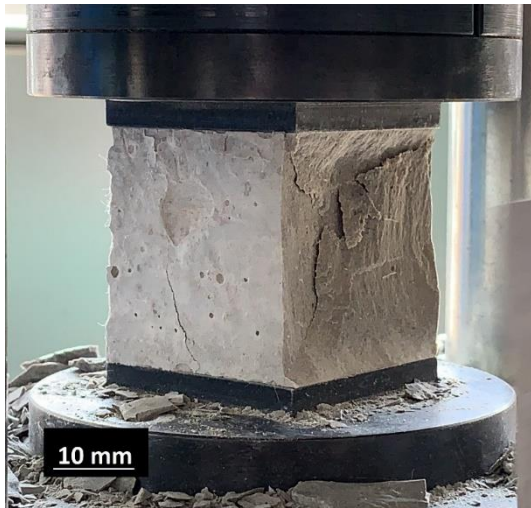


FIGURE 7. Test of cement paste cube for compressive strength.

4. RESULTS AND DISCUSSION

4.1. Modulus of elasticity

Figure 8 shows histograms of modulus of elasticity for mixtures of cement pastes. Values were calculated from merged results of nanoindentation. The histograms show a similar trend for all mixtures. The main peak in CM sample appears between 11 to 51 GPa, between 16 to 66 GPa on CS mixture and 13 to 61 GPa on C sample, respectively, with the mean of 25 GPa for CS and C and 22 GPa for CM (Figure 8). The results show that the wrapping curve of elastic modulus for CM has shifted to the left compared to the control mixture. This confirms the assumption that the amount of portlandite in the hydrated cement is reduced and the calcium-silica-hydrate gel (C-S-H) content increases. The results of CS mixture show similar values compared to the control mixture C.

4.2. Hardness

Figure 9 shows histograms of hardness of cement pastes. Values were calculated from merged results of

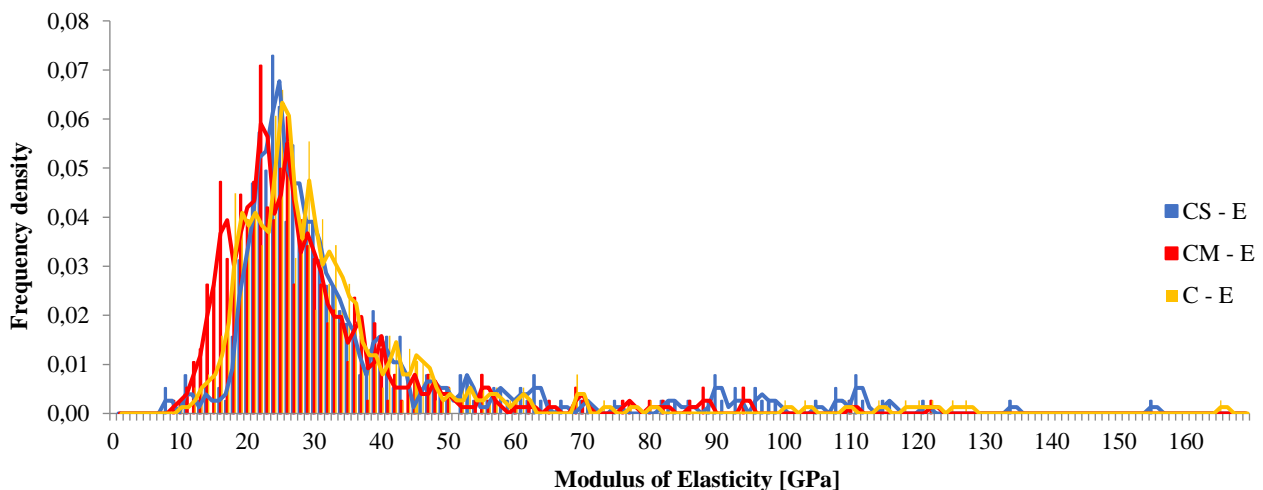


FIGURE 8. Histogram of modulus of elasticity with trend line for cement pastes CS, CM and C.

nanoindentation. Similarly, to results of E , the histograms show similar trend for all mixtures. The main peak of hardness measured on CM and C is around 1.0 GPa. In CS mixture the hardness has the main peak around 0.9 GPa, thus similar. It can be concluded that the results are qualitatively as well as quantitatively equivalent.

4.3. Creep indentation parameter CIT

Figure 10 shows histograms of CIT of cement pastes. Values were calculated from merged results of nanoindentation. Again, similar trend for all mixtures was encountered. The highest mean CIT value is exhibited by the mixture with metakaolin suggesting the role of increased C-S-H content on increased creep. However, the differences between the samples are not large and the mixtures can be considered as equivalently creeping.

4.4. Compressive strength

The results of compressive strength were measured on the six samples cubes for each mixture. Average value was calculated and was supplemented by standard deviation. The average compressive strength of control mixture (C) was $65,9 \pm 5,7$ MPa. For mixture with sepiolite (CS) the average compressive strength was $63,6 \pm 1,1$ MPa. The average compressive strength of mixture with metakaolin (CM) was $63,1 \pm 3,4$ MPa. It can be concluded that the average compressive strength of mixtures with additives were at about 95% of the control mixture. Thus, the additives of metakaolin and sepiolite do not have considerable effect on macromechanical properties.

4.5. EDS analysis

On the samples EDS analysis map were made (Figure 11). The results are shown in Table 2. Comparison of results of mixture from EDS analysis shows small change in volume concentration of chemical phases except carbon that is largely present in CS samples. This is a consequence of organic pollution of the raw sepiolite used for sample preparation.

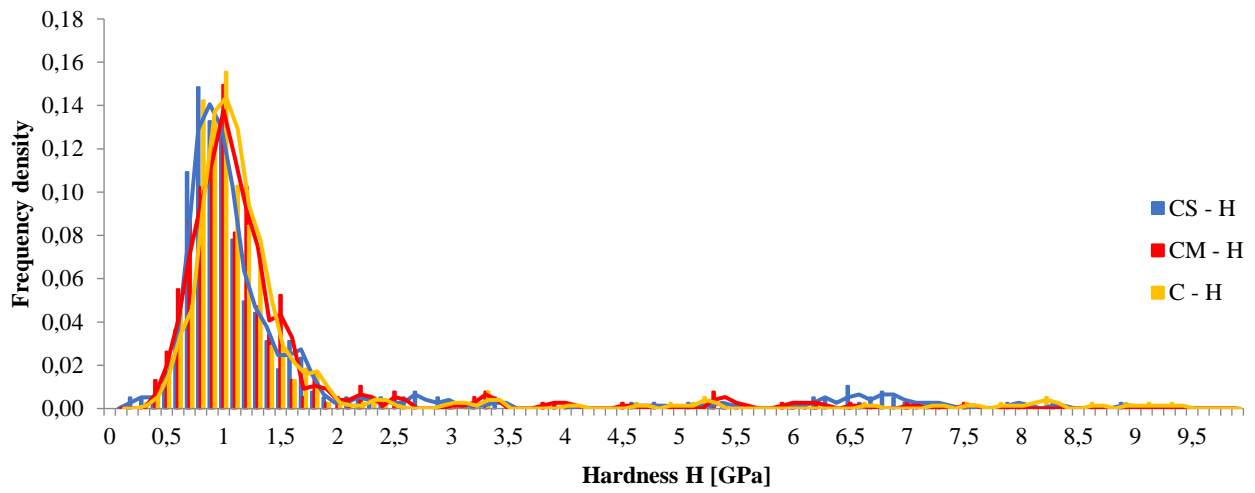


FIGURE 9. Histogram of hardness with trend line for cement pastes CS, CM and C.

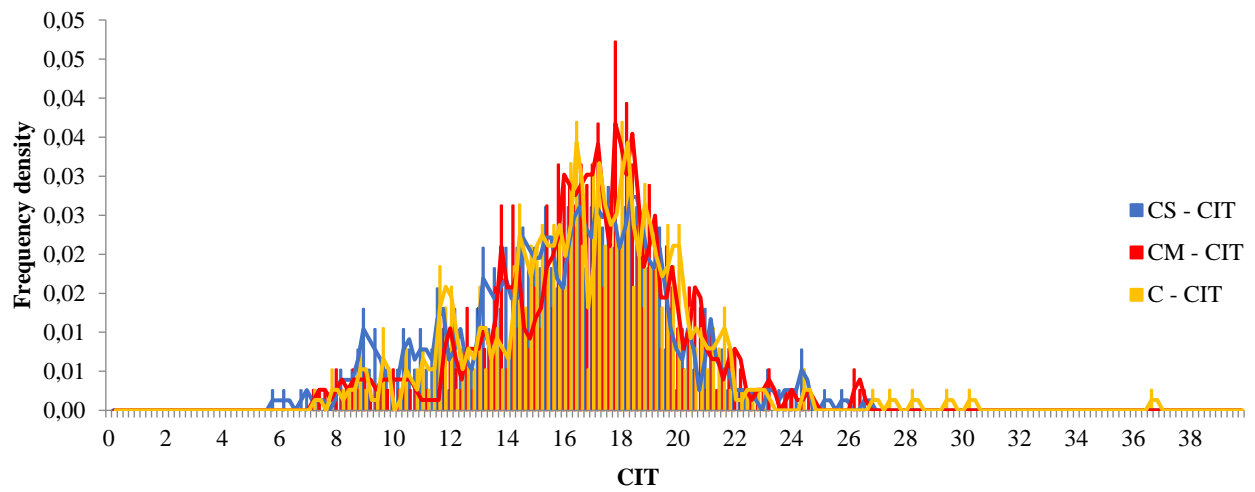


FIGURE 10. Histogram of CIT with trend line for cement pastes CS, CM and C.

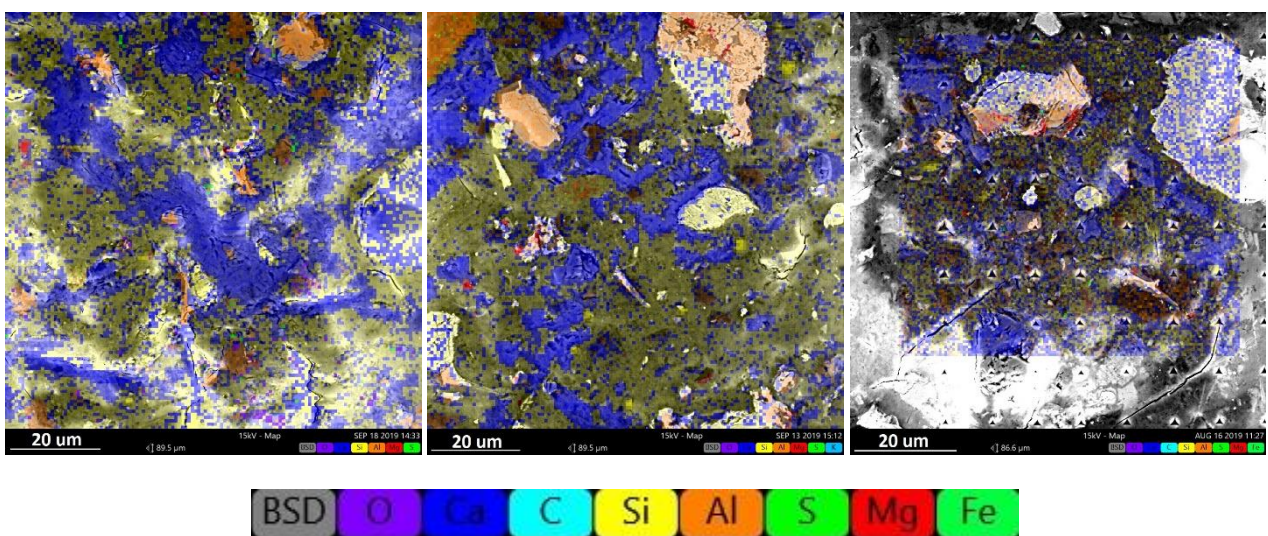


FIGURE 11. Maps of chemical phases from EDS analysis: a) C, b) CM and c) CS.

TABLE 2. *Weight concentration of chemical phases.*

Element	C Weight Conc. [%]	CM Weight Conc. [%]	CS Weight Conc. [%]
O	72.63	68.74	59.17
Ca	15.89	20.21	17.78
Si	5.98	7.07	6.24
Al	3.28	2.11	1.82
Mg	1.40	0.89	0.53
S	0.82	0.97	0.48
C	-	-	12.95

5. CONCLUSIONS

The presented paper provides nanomechanical and microstructural results of cement pastes with special additives in the form of nanoclays and calcined clay minerals used for the control of lateral pressures in fresh mixtures. Nanoindentation was used to obtain microscale hardness, elastic and creep properties. Values of Young's moduli, hardness and creep indentation parameter, *CIT*, were calculated from large statistical sets of nanoindentation. The results of elastic moduli indicate a statistically significant shift towards lower values on CM samples. This is a consequence of the hydration process where the amount of portlandite in the hydrated cement is reduced and the main hydration product, the calcium-silica-hydrate gel increases. The sepiolite in CS samples does not appear to statistically influence elastic modulus on microscale. The hardness and creep were also found statistically equivalent on all samples.

The average compressive strength of modified samples was found to be 95% of the control mixture meaning very little macroscopic influence of additives was observed. EDS analysis shows small change in concentrations of chemical elements except the presence of carbon in CS samples which is a consequence of the raw material organic pollution.

The work described in this paper confirmed mechanical compatibility of the additives with nil or very little influence on micro and macroscopic mechanical properties of the hardened samples. The work is a steppingstone for future lateral pressure investigations.

ACKNOWLEDGEMENTS

The financial support of the Czech Technical University in Prague, project SGS20/043/OHK1/1T/11.

References

- Kim, J. H., Noemi, N. & Surendra, S. P. (2012), Effect of powder materials on the rheology and formwork pressure of self-consolidating concrete, *Cement and Concrete Composites* 34, pp.746-753
- Roussel, N. (2006), A thixotropy model for fresh fluid concretes: Theory, validation and applications, *Cement and Concrete Research*, pp. 1797-1806
- Kawashima, S., Kim, J. H., Corr, D. J. & Shah, S. P. (2012), Study of the mechanisms underlying the fresh-state

- response of cementitious materials modified with nanoclays, *Construc. and Building Materials*, pp. 749-757
- Kim, J. H., Beacraft, M. & Surendra, S. P. (2010), Effect of mineral admixtures on formwork pressure of self-consolidating concrete, *Cement and Concrete Composites* 34, pp. 665-671
- Melo, J. P., Aguilar, A. S. & Olivares, F. H. (2014), Rheological properties of aerated cement pastes with fly ash, metakaolin and sepiolite addition, *Construction and Building Materials* 65, pp. 566-573
- Siddique, R. & Klaus, J. (2009), Influence of metakaolin on the properties of mortar and concrete: a review, *Applied Clay Science* 43, pp. 392-400
- Nežerka, V., Němeček, J., Sližkova, Z. & Tesárek, P. (2015), Investigation of crushed brick-matrix interface in lime-based ancient mortar by microscopy and nanoindentation, *Cement & Concrete Composites* 55, pp. 122-128
- Němeček, J., Králík, V., Šmilauer, V., Polívka, L. & Jäger, A. (2016), Tensile strength of hydrated cement paste phases assessed by micro-bending tests and nanoindentation, *Cement and Concrete Composites* 73, pp. 164-173
- Diamond, S. & Huang, J. (2001), The ITZ in concrete – a different view based on image analysis and SEM observations, *Cement and Concrete Composites* 23, pp. 179-188
- Němeček, J., Kralík, V. & Vondřejc, J. (2013), Micromechanical analysis of heterogeneous structural materials, *Cement & Concrete Composites* 36, pp. 85-92
- Oliver, W.C. & Pharr, G.M. (1992), An improved technique for determining hardness and elastic modulus using load and displacement sensing indentation experiments, *Journal of Material Research* 7, pp. 1564-1583

VIZE NAVRHOVÁNÍ OBLOUKOVÉ BETONOVÉ KONSTRUKCE S VYUŽITÍM MODERNÍCH TECHNOLOGIÍ

Stanislav Zažirej, *

Department of Concrete and Masonry Structures, Faculty of Civil Engineering,
Czech Technical University in Prague, Thakurova 7/2077, 166 29 Prague 6, Czech Republic.
stanislav.zazirej@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Tento článek se zabývá vizí návrhu a výstavby obloukové betonové konstrukce s využitím moderních technologií (jako např. BIM, parametrické a generativní navrhování, digitální fabrikace apod.). Přejít na tyto metody umožňuje usnadnění a zrychlení procesů, zvýšení bezpečnosti a efektivity. Vzhledem ke zvoleným technologiím (robotizace a prefabrikace) a postupu výstavby byla zároveň nutná optimalizace výchozího tvaru konstrukce. Pro optimalizaci byl vybrán genetický algoritmus, a to pro jeho efektivitu a univerzálnost. Celý algoritmus včetně výpočtu pomocí metody konečných prvků byl implementován v jazyce Python. V závěru jsou představeny výsledky optimalizace spolu s výhodami a nevýhodami daného přístupu.

KLÍČOVÁ SLOVA

Robotizace • Digitální Fabrikace • Genetický Algoritmus • Optimalizace • Python • Metoda konečných prvků

ABSTRACT

This article deals with the vision of design and construction of an arch structure using modern technologies (such as BIM, parametric and generative design, digital fabrication etc.). Transition to these methods can lead to facilitation and process acceleration or safety and efficiency improvement. Due to used technologies (robotization and prefabrication) and construction progress, an optimization of default shape was needed. A genetic algorithm was selected for its versatility and efficiency to optimize the initial shape. The whole algorithm (including finite element method analysis) was compiled in Python language. At the end, the results of optimization are introduced along with advantages and disadvantages of such an approach.

KEYWORDS

Robotization • Digital Fabrication • Genetic Algorithm • Optimization • Python • Finite element method

1. ÚVOD

Již několik let probíhá ve světě tzv. čtvrtá průmyslová revoluce. Jedná se o označení trendu digitalizace ekonomiky, automatizace výroby a vzniku moderních pracovišť. A zatímco v ostatních odvětvích ekonomiky produktivita rostla, ve stavebnictví můžeme pozorovat stagnaci. Řešením by mohl být přechod na Průmysl 4.0. Podmínkou přechodu na tento systém je výše zmíněná digitalizace a využití moderních technologií - takových jako BIM (informační modelování staveb), parametrické a generativní navrhování, digitální fabrikace apod. Návrhy budov s využitím těchto technologií často vedou k tzv. tvarům volných forem. Kvůli vysoké ceně se realizace takových návrhů často omezuje jen na designové projekty (Kovářík et al. 2018). Jedním z takových případů by mohl být Cloud Arch v Sydney (Obr. 1a). Jedná se o návrh zakřiveného oblouku o výšce 58 a rozpětí 53 metrů, který má reprezentovat tvar oblaku. Tento článek má za cíl stručně seznámit s možným postupem při návrhu a realizaci obloukové konstrukce s využitím výše zmíněných technologií.



(a) Cloud Arch, Sydney - původní a nový návrh oblouku (Jefferson 2017).



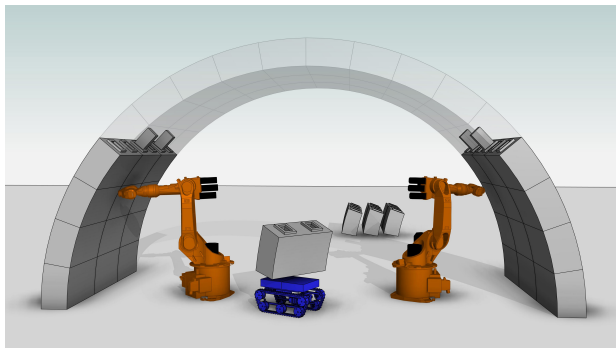
(b) Gateway arch, St. Louis (Balasko 2015).

Obrázek 1: Obloukové konstrukce jako umělecká díla umístěna ve veřejném prostoru.

* Školitel: prof. Ing. Petr Štemberk, Ph.D., D.Eng.

2. VIZE

Vize návrhu i výstavby je ukázána na modelovém případě, který byl inspirován konstrukcí oblouku Cloud Arch. Vybrané postupy nejsou rozebrány do hloubky, ale jedná se spíše o seznámení s problematikou. Pro větší přehlednost je návrh a výpočet realizován na symetrické převážně tlačené konstrukci (Obr.2).



Obrázek 2: Robotizace a postup výstavby.

2.1. Robotizace a prefabrikace

Nyní značná část stavební výroby probíhá in situ a přes široké využití mechanizace se stále spoléhá na manuální práci. To má vliv na kvalitu, efektivitu a bezpečnost výroby. Cestou, jak vyhovět rostoucím požadavkům na stavby a jak realizovat digitálně navržené tvary, je digitalizace výrobních metod a s ní spojená robotizace (Kovářík et al. 2018). Tyto nástroje umožní zbavit se papírové dokumentace, usnadnit a zrychlit proces výstavby a zvýšit jeho bezpečnost.

V modelovém příkladu je uvažováno s plnou robotizací výstavby. Roboti budou rozděleni do několika skupin - jedna skupina bude mít za úkol samotnou výstavbu konstrukce, druhá distribuci stavebního materiálu po staveništi a další bude pomáhat při drobných úkonech (např. kontrola tvaru nebo zvýšení stability konstrukce během výstavby v podobě dočasných podpor). S tím je spojena i prefabrikace stavby. Předpokládá se, že se konstrukce bude skládat z jednotlivých betonových bloků, které se zmonolitní na místě. Zároveň se počítá s tím, že výroba bloků bude probíhat v rámci staveniště a v konstrukci budou použity již po cca po 6-8 hodinách.

2.2. Optimalizace tvaru

Vzhledem ke zvolené technologii a postupu výstavby bude výsledný tvar zatížené konstrukce odlišný od požadovaného (Obr.4). Pro odstranění tohoto nedostatku je nutné tvar poupravit. Jako nástroj pro nalezení výchozí geometrie byl zvolen genetický algoritmus. Jedná se o negradientní metodu optimalizace, která je založena na náhodě a na darwinovském principu evoluce. Celý algoritmus byl vytvořen v jazyce Python, a to kvůli využití tzv. objektově orientovaného programování. Jedná se o způsob programování, ve kterém se objektům (např. konstrukce) dají přiřadit vlastnosti a schopnosti (rozměry, materiál, zatížení, podpory apod.).

Vytvořený algoritmus se skládá z následujících kroků:

- **Inicializace**

Náhodné vygenerování počáteční populace o velikosti 40 jedinců (konstrukcí). Tvar každého jedince je vytvořen náhodnou modifikací souřadnic požadovaného tvaru (viz tvar nejlepšího jedince z páté generace na Obr. 8).

- **Výpočet pomocí MKP**

Výpočet konstrukce pomocí metody konečných prvků (viz Kap. 2.3).

- **Ohodnocení**

Přiřazení ohodnocení (fitness) každému jedinci v populaci. Hodnotila se velikost rozdílu mezi deformovanou konstrukcí a požadovaným tvarem.

- **Výběr**

Náhodný pořadový výběr (Hynek 2008), kdy vyšší pravděpodobnost pro výběr mají jedinci s nejnižší hodnotou fitness.

- **Křížení**

Multiplikativní křížení (Hynek 2008) dvou vybraných jedinců.

- **Mutace**

Náhodná změna tvaru vybraných jedinců.

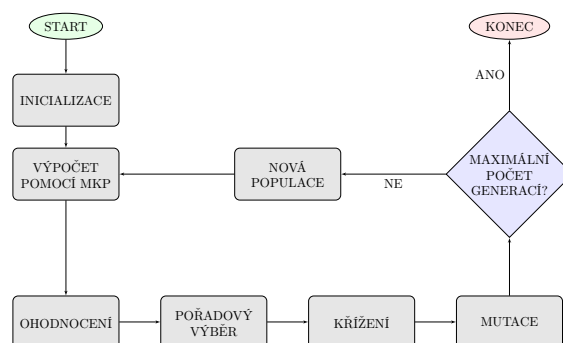
- **Nová populace**

Vytvoření nové populace, která se skládá ze dvou nejlepších jedinců předchozí generace, 28 potomků a 10 nově vygenerovaných jedinců. Přidání nových jedinců má za úkol zvýšit diverzitu a snížit pravděpodobnost degenerace celé populace.

- **Opakování/ukončení**

Proces se opakuje, dokud není dosažen zadaný počet generací - tj. 50.

Následující vývojový diagram představuje grafické znázornění algoritmu:



Obrázek 3: Diagram vytvořeného genetického algoritmu

2.3. Výpočet pomocí MKP

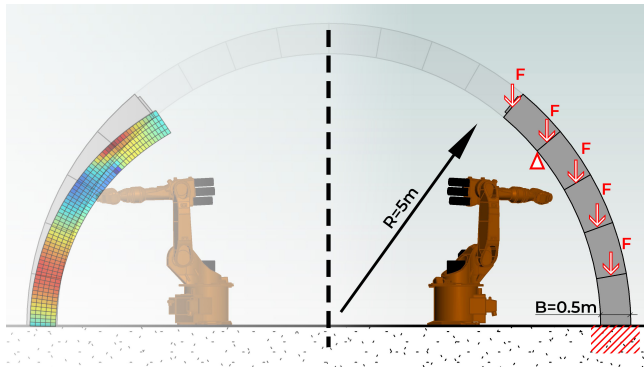
Výpočet vychází ze základní rovnice deformační metody:

$$K \cdot r = F \quad (1)$$

Při výpočtu byly použity bilineární čtvercové prvky a využita numerická integrace pro výpočet matice tuhosti. Pro řešení problému rovinné napjatosti byly použity následující rovnice v maticovém tvaru (Buchanan 1995):

$$\begin{bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} \quad (2)$$

kde u, v jsou posuny uzlů konečných prvků.



Obrázek 4: Schéma výpočetního modelu

Hledaný tvar obloukové konstrukce má následující parametry: poloměr $R = 5m$, šířka $B = 0.5m$ a tloušťka $t_l = 0.5m$. Oblouk byl rozdělen na 18 stejných segmentů. Výpočet byl prováděn pro každý krok výstavby (viz Obr. 9). Pro zrychlení výpočtu bylo využito symetrie konstrukce. Dále bylo uvažováno s dočasnými podporami, které se aktivují po překročení stanoveného tahového napětí. Tyto podpory reprezentují pomocné roboty, kteří mají za úkol zvýšení stability nedokončené konstrukce (viz Kap.2.1).

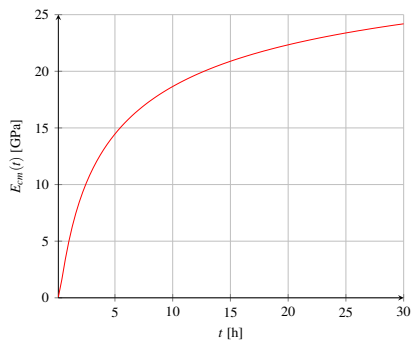
Během výstavby byla konstrukce zatížena pouze vlastní tíhou. Po dokončení bylo přidáno zatížení o velikosti $F = 3kN$, které reprezentuje ostatní stále zatížení (možné opláštění, osvětlení, další umělecké prvky). Další zatížení, které by mohlo ovlivnit návrh (např. zatížení větrem), nebylo zohledněno. Předpokládá se, že výstavba bude probíhat za příznivých klimatických podmínek. Statické schéma včetně podpor a zatížení je patrné z Obr. 4.

Stáří betonu bylo zohledněno pomocí modulu pružnosti. Předpokládá se, že bloky budou umístěny po 6h od jejich zhotovení. Umístění následujících bloků bude probíhat ve dvouhodinových intervalech. Dle ČSN EN 1992-1-1 je vývoj modulu pružnosti popsán následovně:

$$E_{cm}(t) = E_{cm} \cdot \left[e^{s \cdot (1 - \sqrt{28/t})} \right]^{0.3} \quad (3)$$

kde E_{cm} je střední hodnota modulu pružnosti a s je koeficient zohledňující pevnostní třídu cementu.

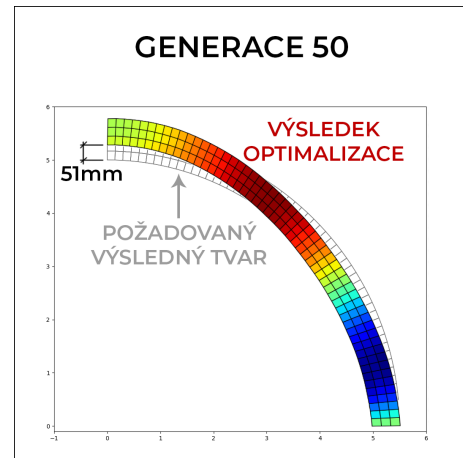
Pro beton C30/37 ($E_{cm} = 32GPa$) a CEM 42,5N ($s = 0.25$) platí následující graf závislosti modulu pružnosti na čase:



Obrázek 5: Vývoj modulu pružnosti v čase.

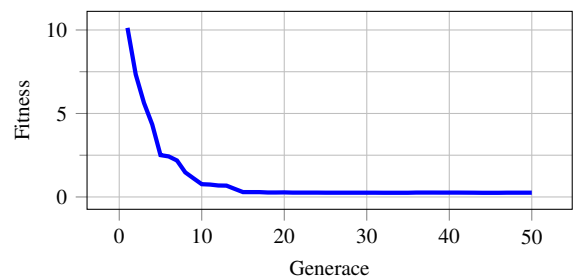
3. VÝSLEDKY A DISKuze

Výsledky optimalizace jsou vidět na Obr. 8. Z náhodně vytvořeného tvaru se díky genetickému algoritmu postupně stává pravidelný symetrický tvar. Nejlepší jedinec poslední generace je zobrazen na Obr. 6, kde je vidět rozdíl oproti požadovanému tvaru. Tyto výsledky by pak mohly být použity pro výrobu jednotlivých bloků (CNC výroba bednění nebo 3D tisk), tvorbu BIM modelu nebo kontrolu během výstavby.



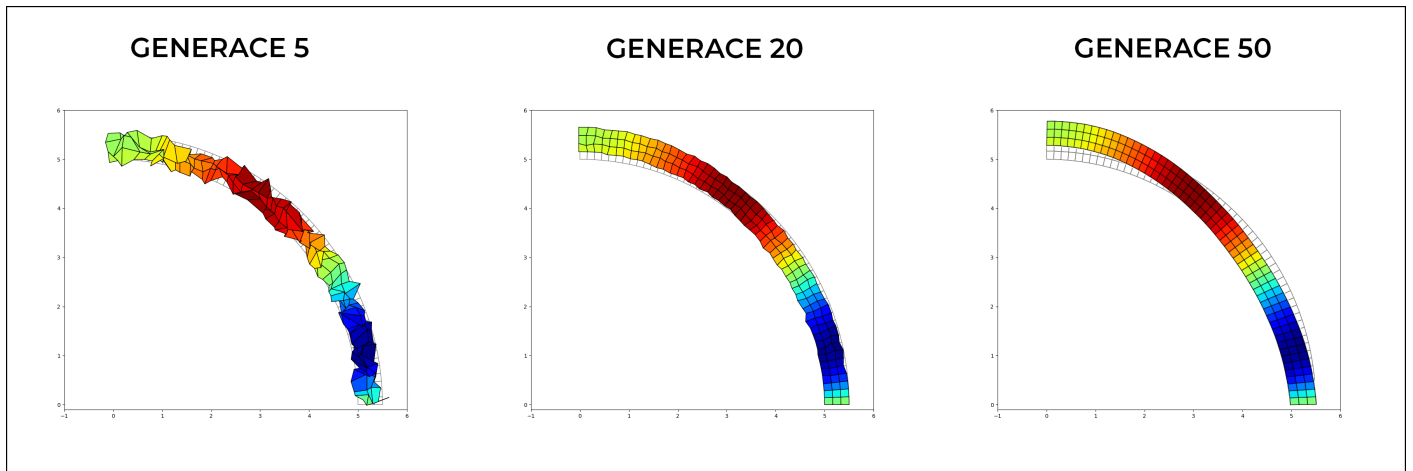
Obrázek 6: Tvar získaný optimalizací.

O funkčnosti algoritmu taky vypovídá graf na Obr. 7, kde je zobrazen vývoj hodnoty fitness (rozdíl oproti požadovanému výslednému tvaru) nejlepšího jedince. Je vidět, že tato hodnota postupně klesala. V posledních generacích tento pokles nebyl tak výrazný - jednak rozdíly už nebyly tak velké (v řádech milimetru) a zároveň zde docházelo pouze k vyhlazení tvaru (získání pravidelného symetrického tvaru).

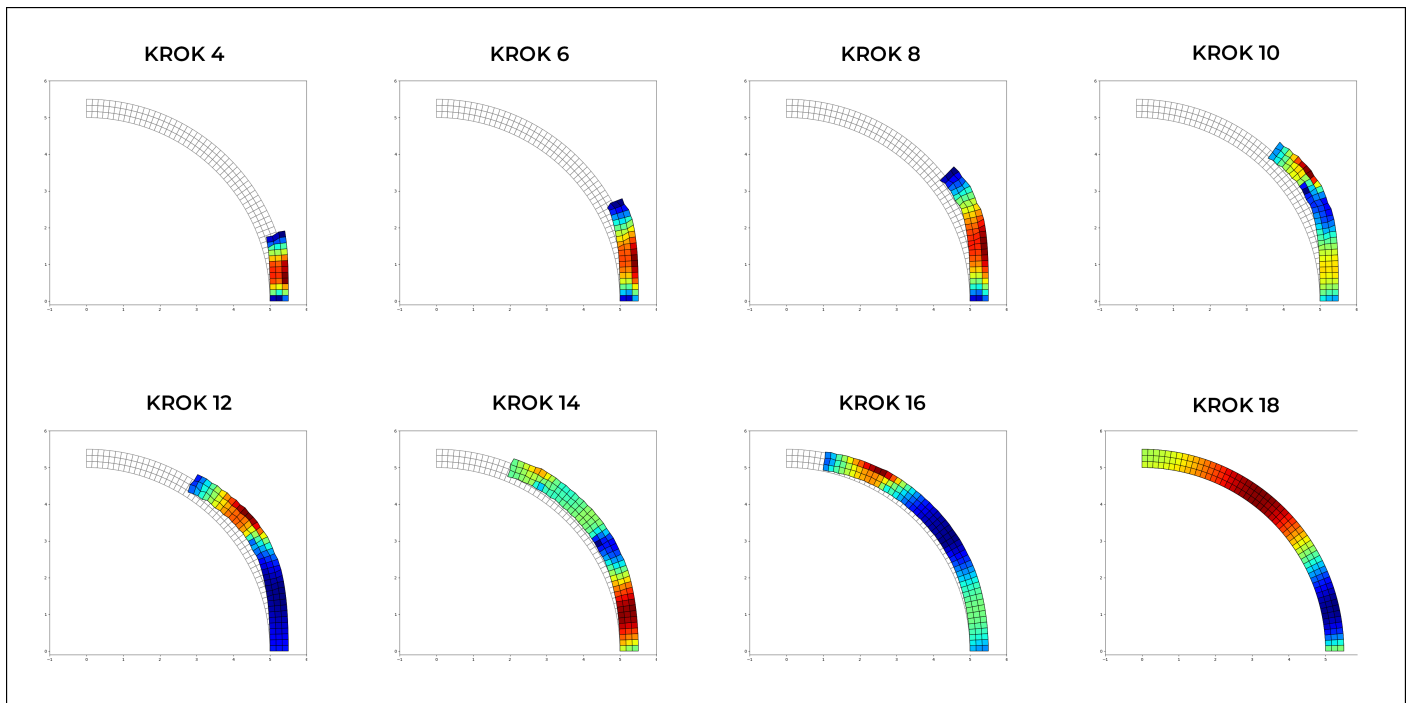


Obrázek 7: Graf vývoje fitness nejlepšího jedince populace.

Na Obr. 9 je pak vidět optimalizovaný tvar konstrukce ve vybraných krocích výstavby. V počátečních krocích je patrné nadvýšení oproti požadovanému tvaru (zobrazen šedě). Ke konci jsou tyto tvary totožné.



Obrázek 8: Přehled tvarů nejlepších jedinců vybraných generací.



Obrázek 9: Tvar konstrukce ve vybraných krocích výstavby.

4. ZÁVĚR

Z modelového příkladu je patrné, že využití moderních technologií by mohlo mít následující výhody:

- zvýšení bezpečnosti, efektivity a zrychlení výstavby díky robotizaci a prefabrikaci
- zvýšení přesnosti výsledné konstrukce díky optimalizaci tvaru
- využití výsledků optimalizace k tvorbě BIM modelu a zbavení se papírové dokumentace

Nevýhodou stále zůstává vysoká cena, značné omezení některých technologií a jejich nedostatek na trhu. Dá se však očekávat, že díky inovacím v oblasti technologií a materiálů budou stávající procesy postupně nahrazeny.

Dalším krokem tohoto výzkumu by mohla být realizace celého projektu v menším měřítku.

PODĚKOVÁNÍ

Tento článek vznikl za finanční podpory ČVUT v Praze v rámci projektu SGS20/043/OHK1/1T/11.

Reference

Balasko, R. (2015), 'Panoramic view of st. louis'. [online; citováno 06.09.2020].

URL: <https://www.shutterstock.com/cs/image-photo/panoramic-view-st-louis-77680642>

Buchanan, G. R. (1995), 'Theory and problems of finite element analysis. Schaum's outline series'.

Hynek, J. (2008), *Genetické algoritmy a genetické programování*, Grada Publishing as.

Jefferson, D. (2017), 'Before and after: the original and revised designs for cloud arch'. [online; citováno 06.09.2020].

URL: <https://www.timeout.com/sydney/blog/sydneys-getting-a-new-public-artwork-and-its-twice-as-big-as-originally-planned-082517>

Kovářík, M., Svoboda, P. & Štemberk, P. (2018), 'Přehled dostupných technologií 3d tisku z cementových malt', *BETON TKS* **2018**(2), 3–16.

SOFTWARE TOOLS FOR FIRE ENGINEERING

Martin Benýšek*

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

ABSTRAKT

Článek se věnuje popisu softwarových nástrojů pro analýzu a algoritmizaci modelů požáru a jejich využití v požárním inženýrství. S ohledem na komplikovaný proces získání výsledných průběhů teplot ze sofistikovaných modelů požáru, jako jsou zónové modely, zastoupené např. programem CFAST, a dynamické modely kapalin a plynů, zastoupené např. programem FDS, byl vytvořen program DataPlot. Tento nástroj slouží ke zpracování, zobrazení a porovnání výsledných hodnot průběhů teplot. V literatuře je popsáno velké množství zjednodušených modelů požáru. Pro usnadnění práce s těmito modely byl vytvořen program FMC (Fire Models Calculator). Tento program obsahuje vybrané zjednodušené modely požáru, se kterými lze efektivně pracovat. Oba softwarové nástroje jsou vytvořeny v prostředí programovacího jazyka MATLAB a mají podobu samostatně spustitelných aplikací.

KLÍČOVÁ SLOVA

Požární inženýrství • Modely požáru • MATLAB • FDS • CFAST

ABSTRACT

This paper is focused on the analysis and algorithmization of fire models for fire engineering. Because of the complicated process of obtaining results from the sophisticated fire models – zone models (e. g. software CFAST – Consolidated Fire and Smoke Transport Model) and Computational Fluid Dynamics models (e. g. software FDS – Fire Dynamics Software), a software tool DataPlot was developed. This tool serves for elaboration, display, and comparison of the resulting values of the temperature curves. In literature, there are available many simplified fire models. In order to simplify the usage of these models, a software tool FMC (Fire Models Calculator) was developed. This software tool contains selected simplified fire models. The software tools are developed in the MATLAB environment and they work as standalone applications.

KEYWORDS

Fire Engineering • Fire Models • MATLAB • FDS • CFAST

1. INTRODUCTION

Fire was a significant phenomenon in the past and is still an important scientific branch. With extending knowledge, scientists and researchers in fire safety engineering, can leave standard approaches and can apply advanced methods. A typical fire has four stages. Each stage can be investigated separately (Pokorný 2018).

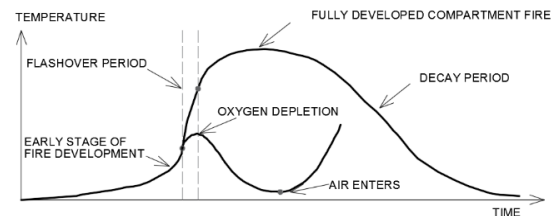


Fig. 1: Phases of fire. (Karlsson 2000)

Fire can be described by the models of fire. They can be deterministic (Benýšek et al. 2018) or probabilistic (Benýšek et al. 2019). This paper is mainly focused on the algorithmization of the deterministic fire models. These models can be simplified, e. g. nominal temperature-time curves (standard temperature-time curve, external fire, etc.), parametric temperature-time curves, or advanced, e. g. zone and CFD (Computational Fluid Dynamics) models, see Fig.2.

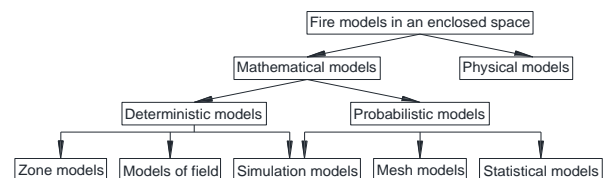


Fig. 2: Types of fire models. (Kučera 2010)

Currently, there is a tendency to use advanced fire models with sophisticated models for assessment of the fire resistance of structures for complicated buildings. However, this process is time-dependent so that there is a tendency to speed up it by automatization. That is the reason why two software tools were developed in MATLAB environment – DataPlot – tool for visualization of csv data (Štefan, Benýšek 2017) and FMC – Fire Models Calculator (Benýšek, Štefan 2018).

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

2. SOFTWARE FMC

This program, see Fig. 3, was developed in MATLAB R2015b under the Czech Technical University academic license. It contains simplified and frequently used fire models. The main window of the programme is shown below.

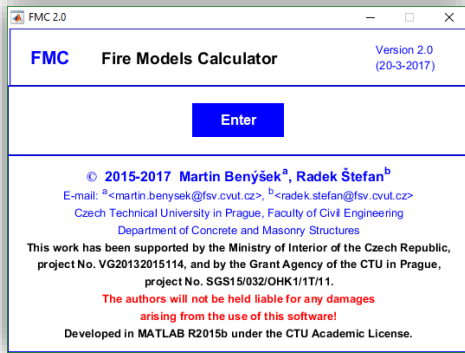


Fig. 3: FMC. (Benýšek, Štefan 2018)

FMC is divided into four main parts – type of model, see Fig. 4:

- Flashover
- Nominal temperature-time curves
- Natural fire models
- Equivalent time of fire exposure

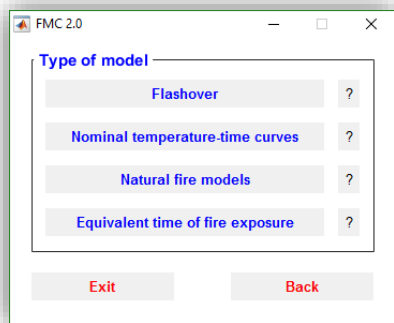


Fig. 4: FMC- Type of Model. (Benýšek, Štefan 2018)

2.1. FMC - Flashover

The flashover effect can be determined by the empirical equations according to three models (Babrauskas, Thomas, McCaffrey et al.). In this section of FMC, according to inputs, the program can determine the value of the heat release rate (HRR or RHR) which is required for the flashover effect. It also allows plotting a graph of the required HRR for the flashover effect at given time according to McCaffrey et al., see Fig. 5.

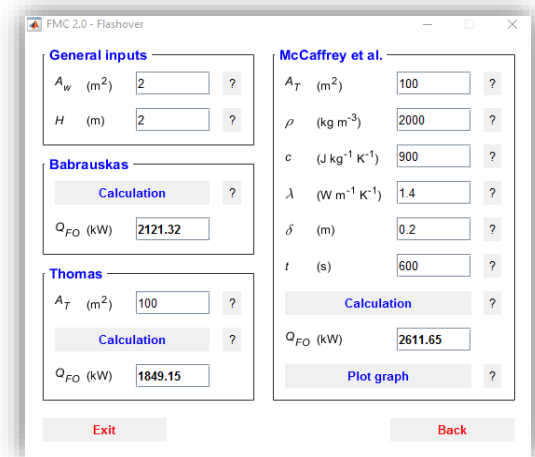


Fig. 5: FMC - Flashover. (Benýšek, Štefan 2018)

FMC is equipped with input control. Limits of fire models and formats of inputs are checked. In case that the input is incorrect, the input window becomes red, see Fig. 6. This is set up in the whole FMC software.

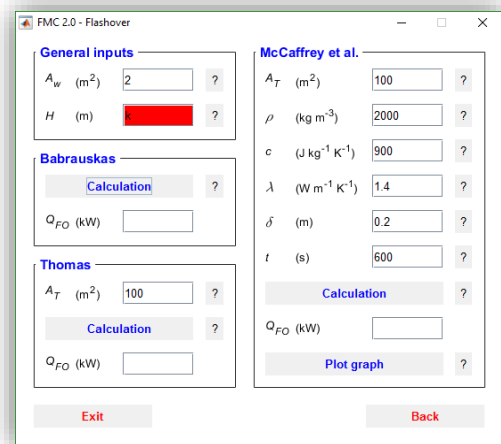
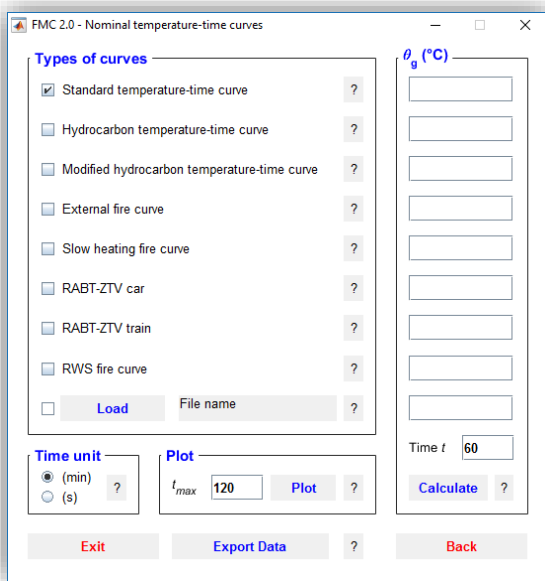


Fig. 6: FMC – input control. (Benýšek, Štefan 2018)

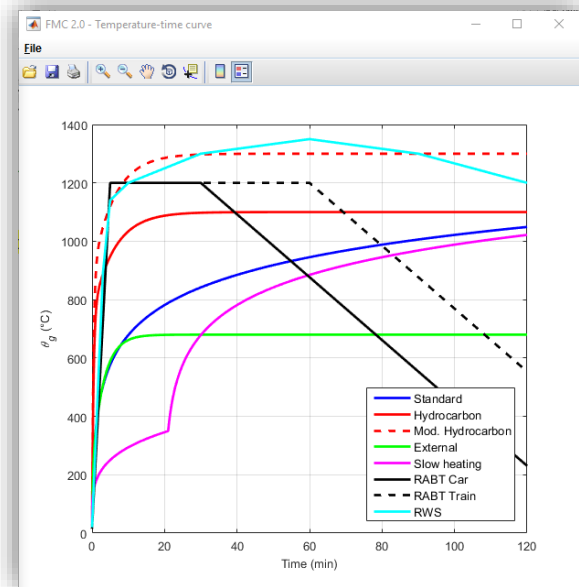
2.2. FMC – Nominal temperature-time curves

The program in this section allows plot up to eight nominal temperature-time curves. The plot is made according to the checkboxes for a given time. With regard to the possible comparison of the temperature-time curves with the temperature processes from sophisticated programs (e.g. CFD fire models, zone fire models) or fire experiments, it is available to load variable temperature curve(s) in .xls format, see Fig. 7. The loaded temperature curve(s) must have only one time-vector and a variable amount of temperature-vectors. The loaded curve(s) can be compared with the variable numbers of the nominal temperature-time curves. Nominal temperature-time curves could be also exported to a .xls format.

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



(a)



(b)

Fig. 7: FMC – (a) Nominal temperature-time curves, (b) graph of the temperature-time curves. (Benýšek, Štefan 2018)

2.3. FMC – Natural Fire Models

Section Natural fire models is divided into five sub-programs, see Fig. 8:

- Heat Release Rate (HRR or RHR)
- HRR with activation of sprinkler nozzle
- HRR of flammable liquids
- Parametric temperature-time curve (EN 1991-1-2, Annex A)
- Localised Fires

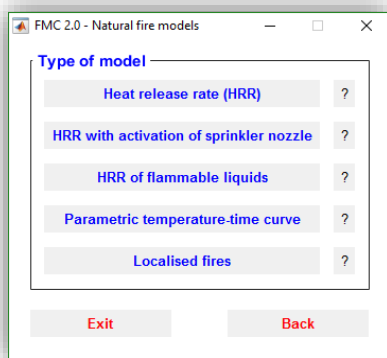


Fig. 8: FMC – Natural Fire Models. (Benýšek, Štefan 2018)

FMC can calculate the maximum value and plot the graph of the heat release rate. The program allows the export of the data in .xls format for the following applications (e.g. for CFD models of fire), see Fig 9.

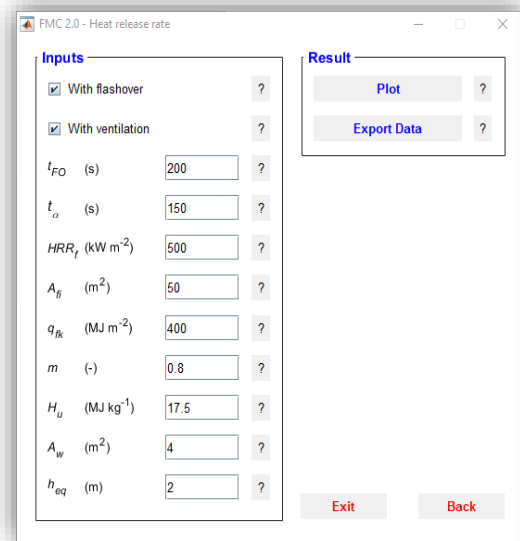


Fig. 9: FMC – Natural Fire Models – HRR. (Benýšek, Štefan 2018)

Program FMC can automatically determine the type of the HRR according to inputs (fuel-controlled fire, ventilation-controlled fire, fuel-controlled fire with flashover, ventilation-controlled fire with flashover).

The HRR with activation of a sprinkler nozzle, see Fig. 10, can calculate both models (Madrzykowski, D., & Vettori, R. L. (1992); Evans (1993)). The result of this fire model is a graph with a given maximum value of the HRR.

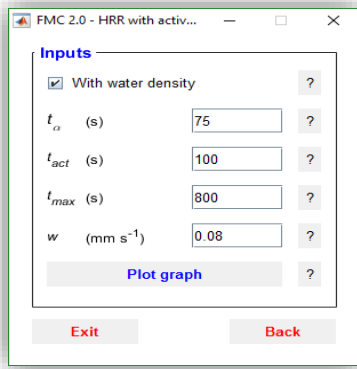


Fig. 10: FMC – Natural Fire Models – HRR with activation of sprinkler nozzle. (Benýšek, Štefan 2018)

The HRR of flammable liquids can determine the maximum value of the HRR based on the inputs. The calculation works for two different shapes (square and circle) where flammable liquids are located. FMC contains several input values, see Fig. 11.

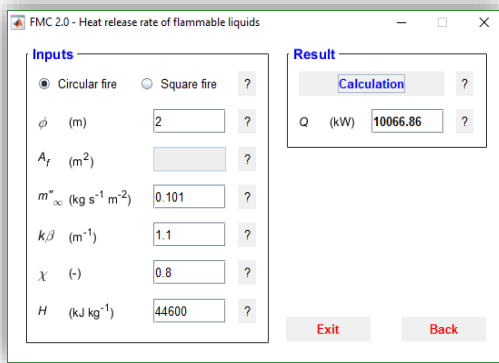


Fig. 11: FMC – Natural Fire Models – HRR of flammable liquids. (Benýšek, Štefan 2018)

The parametric fire curve is also included (EN 1991-1-2). FMC can plot the graph of this curve, calculate the temperature in variable time and export data in .xls format, see Fig. 12.

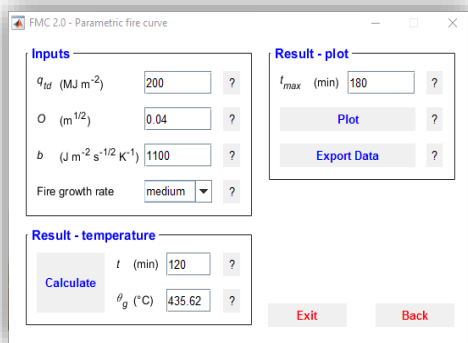


Fig. 12: FMC – Natural Fire Models – Parametric temperature-time curve. (Benýšek, Štefan 2018)

The next fire model is localised fire according to EN 1991-1-2. FMC contains both models (the flame is impacting the ceiling; the flame is not impacting the ceiling). According to the inputs, FMC determines the shapes of the flame and the heat flux from localised fire, see Fig. 13.

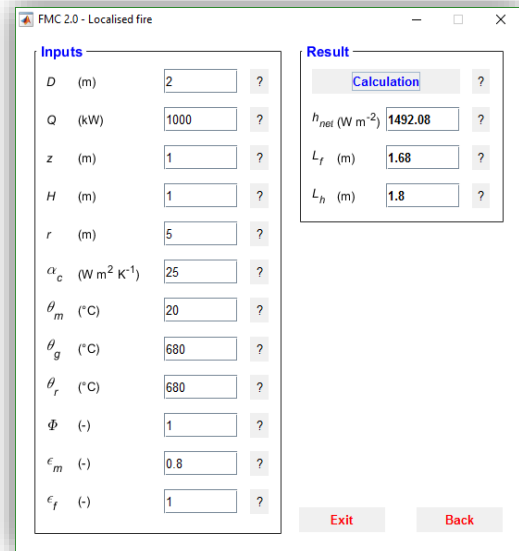


Fig. 13: FMC – Natural Fire Models – Localised fire. (Benýšek, Štefan 2018)

2.4. FMC – Equivalent Time of Fire Exposure

The last section of the FMC serves for determination of the Equivalent time of fire exposure, see Fig. 14. The program according to the inputs can assess the condition if the equivalent time of fire exposure is larger or smaller than the equivalent time of ISO-fire exposure assessed according to Eurocodes.

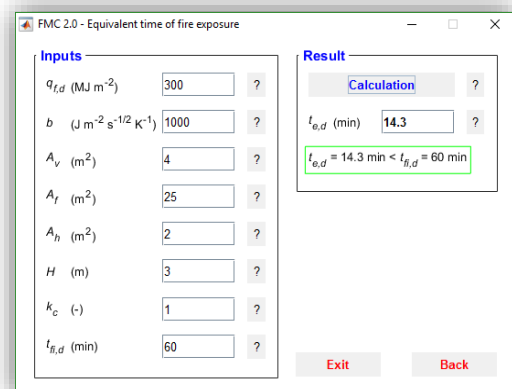


Fig. 14: FMC – Equivalent time of fire exposure. (Benýšek, Štefan 2018)

3. SOFTWARE DATAPLOT – TOOL FOR VISUALIZATION OF CSV DATA

Software DataPlot – tool for visualization of csv data (csv = Comma-Separated Values) is a simple tool for reformatting of the csv files into user-friendly xls files and, of course, it is for creating graphs. It is mainly created for support of the output files of the FDS and CFAST software. The main window is shown in Fig. 15.

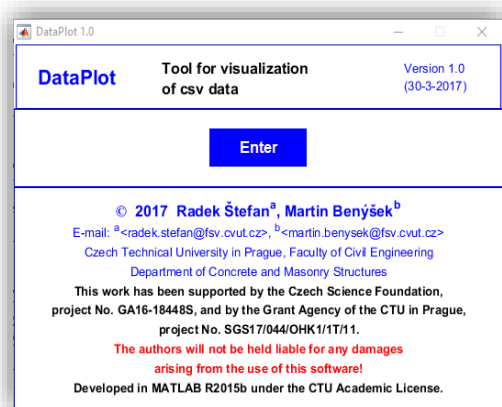


Fig. 15: *DataPlot*. (Štefan, Benýšek 2017)

This program was also developed in MATLAB R2015b under the Czech Technical University academic license. After the main window of the program, there is a prime window, see Fig. 16. This window is separated into two main parts – Input and Results.

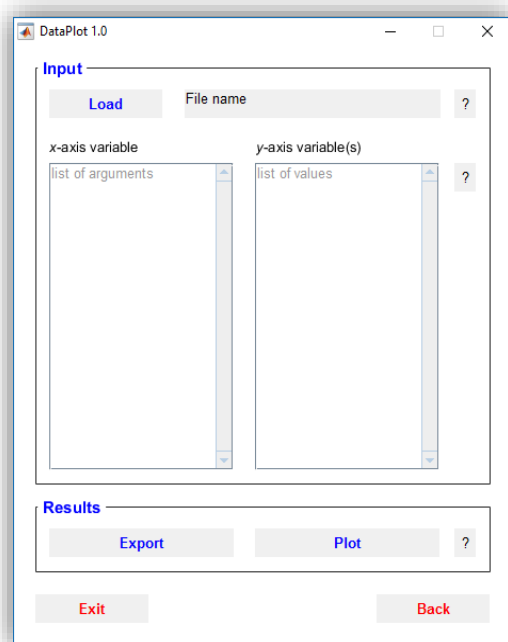


Fig. 15: *DataPlot* – main window. (Štefan, Benýšek 2017)

Load the data (e. g. the output from the Fire Dynamics Simulator) respecting the following rules:

- the input file must be in .csv format (the first sheet is assumed for the calculation),
- the first row must contain the units of variables separated by “comma”,
- the second row must contain the names of variables separated by “comma”,
- the third and the others must contain the variables data.

DataPlot contains input control and helps as well as FMC. Using the button “Load”, it is available to load a random .csv file (output from FDS software). DataPlot loads all the data to columns (in DataPlot marked as x-axis variable and y-axis variable(s)), see Fig. 16, where the user can choose the axis “x” and the axis “y” for a graph. It can be marked only one value for the axis x and a variable amount of values for the axis y. Then the program DataPlot can plot the required graph.

DataPlot can also export the data to .xls file. This exported .xls file can be loaded in FMC software. This connection of FMC and DataPlot is appropriate for comparison, for example, the temperatures from FDS software with nominal temperature-time curves.

4. CONCLUSIONS

Modelling of fire is a complicated process. There are simplified models (e. g. nominal temperature-time curves, parametric temperature-time curves, localised fires, etc.), and advanced fire models (zone models and CFD models). For complicated buildings and for the economic design of the structure and fire safety design, there is a tendency to apply an advanced approach.

Two software tools have been developed: FMC – Fire Models Calculator and DataPlot – tool for visualization of csv data. FMC contains simplified and frequently used fire models. DataPlot is a simple tool for reformatting of the csv files into user-friendly xls files and, of course, it is for creating graphs.

Both software tools were developed in MATLAB R2015b under the Czech Technical University academic license.

FMC and DataPlot are useful in engineering practise and for future scientific purposes.

ACKNOWLEDGEMENTS

This work has been supported by the Grant Agency of the Czech Technical University in Prague, project No. SGS20/041/OHK1/1T/11. The support is gratefully acknowledged.

References

- Benýšek, M., Štefan, R. & Procházka, J. Analysis of fire resistance of concrete structural members based on different fire models: An illustrative example of the slab panel assessment. In 25th Concrete Days 2018, volume 292 of Solid State Phenomena, pages 173–182. Trans Tech Publications, 7 2019. (Benýšek et al. 2018)
- Benýšek, M., Štefan, R. & Procházka, J. Effect of Fire Model Parameter Variability on Determination of Fire Resistance of Concrete Structural Members. In 26th Concrete Days 2019, Accepted. (Benýšek et al. 2019)
- Karlsson, B., Quintiere, J. G. Enclosure fire dynamics. Boca Raton, FL: CRC Press, 2000. ISBN 0849313007. (Karlsson 2000)
- EN 1991-1-2. Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire. CEN, 2002. (EN 1991-1-2)
- Štefan, R.; Benýšek, M. DataPlot - Tool for visualization of csv data [Software]. CTU in Prague 2017. (Štefan, Benýšek 2017)
- Benýšek, M.; Štefan, R. FMC - Fire Models Calculator ver. 2.0 [Software]. CTU in Prague 2018. (Benýšek, Štefan 2018)
- Pokorný, J.; Pavlík, T. Hodnocení rozvoje požáru při posuzování požární bezpečnosti staveb v České republice. V Ostravě: Sdružení požárního a bezpečnostního inženýrství, 2018. Spektrum (Sdružení požárního a bezpečnostního inženýrství). ISBN 978-80-7385-208-5. (Pokorný 2018)
- Kučera, P. & Pezdová, Z. (2010), *Základy matematického modelování požáru*. Ostrava : Edice SPBI spektrum, ISBN: 978-80-7385-095-1. (Kučera 2010)
- Madrzykowski, D., Vettori, R. L., A Sprinkler Fire Suppression Algorithm for the GSA Engineering Fire Assessment System, U.S. Dept. of Commerce, National Institute of Standards and Technology, Building and Fire Research Laboratory, Gaithersburg, MD, 1992.
- Evans, D. D., Sprinkler Fire Suppression Algorithm for Hazard, Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards and Technology, 1993

LEHKÝ BETON Z PÓROVITÉHO KAMENIVA S ROZPTÝLENOU VYZTUŽÍ

Tereza Cibulka, *

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

ABSTRAKT

Betonové zdivo je poměrně levné díky široké dostupnosti kameniva používaného do výrobního procesu. Tato kameniva však nejsou vždy z hlediska materiálu vhodná pro použití do nosných konstrukcí. Obvyklým řešením problému křehké charakteristiky betonových prvků je přidání ocelové výztuže. Toto řešení však může být nákladné, velmi závislé na kvalitě provedení práce a zejména na kvalitě dostupné oceli. Možnou alternativou k betonářské výztuži se ukázalo přidání ocelových vláken do betonové směsi. Při přidání ocelových vláken do lehkého betonu s pórovitým kamenivem prokázaly výzkumy navýšení pevnosti v tahu, houževnatosti a duktility. Článek se věnuje problematice lehkého betonu s pórovitým kamenivem vyztuženého vlákny zejména z hlediska fyzikálních vlastností, se zvláštním zřetelem na vyztužení ocelovými drátky.

KLÍČOVÁ SLOVA

Lehký beton • Pórovité kamenivo • Vláknobeton • Vlákno • Drátky

ABSTRACT

Concrete masonry is relatively low in cost due to the wide availability of aggregates used in the production process. These aggregate materials are not always suitable for structural use. The common solution to the issue of brittle concrete element characteristics is addition of steel reinforcement. However, this solution can be expensive, highly dependent on the quality of the labour and especially on the quality of the available steel. A possible alternative to conventional steel reinforcement has proven to be the addition of steel fibres to the concrete mix. By adding steel fibres to lightweight aggregate concrete, research has shown an increase in flexural strength, toughness, and ductility. The paper deals with the topic of lightweight aggregate concrete reinforced with fibres, especially in terms of physical properties, with special regard to the reinforcement of steel fibres.

KEYWORDS

Lightweight concrete • Lightweight aggregate • Fibre reinforced concrete • Steel fibres

1. ÚVOD

Dnešní moderní lehký beton s pórovitým kamenivem je držen pohromadě pastou z portlandského cementu a vody [1]. Historicky bylo vlákno používáno jako vyztužný materiál zejména při výrobě cihel z bahna obsahujících slámu, žíně a další přírodní vlákna [2]. Lehký beton s pórovitým kamenivem vyztužený vlákny je relativně nový materiál [3]. Ačkoli lehký beton a vlákna byly již dříve používány ve stavebnictví, jejich použití v moderní době se datuje do druhé poloviny devatenáctého století. Avšak až později ve 20. století se používání a podrobné studium vlastností betonu s pórovitým kamenivem stalo významnějším. Toto nové pochopení chování vláknobetonu a rozvoje trhlin připravilo cestu pro vývoj nové technologie. Únosnější a lehčí betonové prvky umožňují snížení nákladů na výrobu, dopravu a zakládání staveb.

Po mnoho let byl lehký beton s pórovitým kamenivem (LWAC) používán pouze pro estetické nebo izolační účely. Důvodem byla jedna z hlavních nevýhod zjištěných u normálních i vysokopevnostních lehkých betonů: nízký poměr pevnosti v tahu k tlaku, nízká pevnost v ohybu, nízká lomová houževnatost, vysoká křehkost a velké smrštění [6]. Beton s lehkým kamenivem má navíc křehkou povahu a při působení vnějšího zatížení dochází k náhlému porušení při namáhání. Přidání vláken však umožní překonat problém spojený s křehkostí materiálu. Začlenění vláken do křehké cementové matrice slouží ke zvýšení lomové houževnatosti kompozitu procesem zachycení trhlin a ke zvýšení pevnosti v tahu a ohybu. Vláknobeton s pórovitým kamenivem (LWAFRC) selže pouze v případě, že se vlákna zpřetrhají nebo vytáhnou z cementové matrice v důsledku působení tahových sil. Pevnostní mechanika vláknobetonu, od stavu elastického před vznikem trhliny do stavu částečně plastického po jejím vzniku, je další zajímavou problematikou.

Obecně lze říci, že LWAFRC vzniká kombinací portlandského cementu, pórovitého kameniva, jako je pemza nebo expandované umělé jíly, ocelová vlákna, voda a další chemikálie používané ke zlepšení zpracovatelnosti a dalších mechanických vlastností. Přidání vláken do betonové směsi zlepšuje technické vlastnosti betonu: duktilitu, rázovou houževnatost a houževnatost [4, 5].

* Školitel: doc. Ing. Jan Vodička, CSc.

2. ROZDĚLENÍ

2.1. Pórovité kamenivo

Pórovité kamenivo je díky své struktuře nejdůležitější složkou při výrobě LWAC s relativně nízkou objemovou hmotností. Zahříváním určitých surovin, zejména jílu, se rozvíjí pórovitá struktura v částicích vznikajícím slynutím. Při této teplotě se uvnitř pyroklastické hmoty vyvíjejí plyny způsobující expanzi, která si po ochlazení zachovává určitý tvar. Toto rychlé chlazení vytváří dutiny nebo póry, které snižují objemovou hmotnost kameniva.

Pórovitá kameniva se dělí primárně na přírodní a vyráběné. Přírodní pórovitá kameniva, jako je pemza, pěnová vulkanická hornina, se vyskytují, když se láva vypuzovaná do vzduchu ze sopečného zdroje ochlazuje relativně rychle. Nejpoužívanější uměle vyrobené pórovité kamenivo se nazývá expandovaná hlína. Její výroba spočívá v ohřevu jílových částic v rotační peci.

Jednou z alternativ k těmto kamenivům z expandované hlíny je využití lehkých odpadních materiálů. Výsledkem je snížení celkových nákladů na stavbu i pevného odpadu. Jedním z takových materiálů jsou skořápky palmy olejná nebo skořápky palmových jader, materiál dostupný v obrovských množstvích v tropických oblastech.

2.2. Vlákna

Vyztužení vlákny může podstatně zvýšit absorpci energie a rázovou houževnatost betonu, což má za následek zlepšení duktility, poměru pevnosti v tahu a v tlaku, odolnosti proti popraskání a houževnatosti v lomu [6].

Ocelová vlákna lze definovat jako „krátkou nespojitou délku oceli s poměrem délka/průměr od přibližně 20 do 100, s jakýmkoli průřezem, a která je dostatečně malá a náhodně rozptýlená v nevytvrzené betonové směsi za použití obvyklých postupů míchání“ [7].

Klasifikace vláken [8]:

- Typ I – drát tažený za studena,
- Typ II – vlákna stříhaná z plechu,
- Typ III – vlákna oddělovaná z taveniny,
- Typ IV – vlákna protahovaná z drátu taženého za studena,
- Typ V – vlákna frézovaná z ocelových bloků.

V současné době existuje mnoho výztužných vláken z různých materiálů, která lze použít při výrobě LWAFRC včetně oceli, skla, polypropylenu, přírodního materiálu a dalších.

Přírodní vlákna vykazují mnoho výhodných vlastností jako výztuž pro kompozity, zejména významné snížení nákladů a tepelné vodivosti. Použití přírodních vláken by mohlo usnadnit při snižování a zachování energie, a tím chránit životní prostředí. Hlavní zdroje přírodních vláken pocházejí zejména z kokosových slupek, sisalu, vláknité dužiny z cukrové třtiny, bambusu, juty, dřeva, rákosu, banánu a celulózových vláken [9]. Nevýhodou přidávání přírodních vláken do betonové směsi je

snížení zpracovatelnosti kvůli vysokému množství vláken vedoucí k vysokému objemu zachyceného vzduchu. Podobně zahrnutí palmového vlákna vede k získání vyšší hustoty při 0,8% objemu vlákna. Tento přírůstek vláken poskytl optimální procento objemu vláken pro směs, ve které je přítomno malé množství vzduchových bublin. Nadměrné množství vlákna, 1% nebo více, vede ke snížení soudržnosti a rozpadu [9].

Stručně řečeno, vlákna zlepšují duktilitu betonu a zabraňují přetížení sekundární výztuže [10]. Zahrnutí vláken vyvíjí homogennější a izotropnější směs, která přeměňuje beton z křehkého na tvárnější materiál. Výzkumy ukázaly, že jednotková hmotnost betonu se ve skutečnosti zvyšuje se zvyšující se dávkou vláken [4].

3. FYZIKÁLNÍ VLASTNOSTI

Fyzikální vlastnosti LWAFRC závisí hlavně na vlastnostech kameniva, zejména na objemové hmotnosti, pevnosti vláken a vláknocementové vazbě. Jakékoli navýšení zmíněných komponent ovlivní konečnou pevnost produktu, zpracovatelnost, tažnost, objemovou hmotnost a fyzický vzhled. Lehký beton ve skutečnosti vyžaduje velké množství příčné výztužné oceli kvůli své křehké povaze [11]. Pevnost materiálu se zvyšuje s použitím expandovaných kamenných břidelic, zatímco přírodní kamenivo z pemzy nevykazovalo žádné podstatné zvýšení pevnosti.

3.1. Pevnost v tlaku

Způsob porušení LWAFRC matric závisí zejména na kamenivu, nikoli na cementovém pojivu. Mezi hlavní parametry experimentálního zkoušení pevnosti v tlaku patří objemové procento vláken, typ a objemový poměr příčné ocelové výztuže, tvar vzorku (hranol, krychle nebo válec) a délka vzorku. Kromě toho hlavní parametry ovlivňující výsledky zkoušky zahrnují omezení tření mezi zatěžovacími deskami, vzorky a přípustné pootočení zatěžovacích desek před a během zkoušky. Zatěžovací desky by měly být zafixovány proti otáčení, jakmile je aplikováno významné zatížení [11].

Přidání vláken zvyšuje maximální pevnost v tlaku LWAFRC s expandovaným jílem o 30 %. Beton vyrobený z pemzy se stejnými rozměry a velikostí nevykazoval žádné významné zvýšení pevnosti v tlaku. Zjištěná nízká pevnost byla výsledkem mechanismu vazby vlákna s matricí betonu a nízké pevnosti kameniva. Tato vazba závisí hlavně na kvalitě cementové malty a vlastnostech vláken. Beton s vyšší pevností poskytuje lepší spojení mezi vlákny a matricí. Ocelová vlákna se zahrnutým koncem navíc ovlivňují pevnost betonu v tlaku [12].

U vysokopevnostních LWAFRC vlákna významně nepřispívají k pevnosti v tlaku [13]. Dále nedochází k významnému zvýšení pevnosti v tlaku u samozhutitelného LWAFRC po přidání polypropylenových vláken [14]. Ocelová vlákna mají významný vliv na absorpci energie. Ve výsledku mají významný dopad na houževnatost v tlaku v LWAFRC, protože sestupná část křivky deformace závisí na přidání vláken [5].

3.2. Ohybová pevnost

Následující oblasti umožňují zlepšení díky přidání vláken do lehkého vysokopevnostního betonu [15]:

i) Pevnost v ohybu: proces lomu betonu vyztuženého ocelovými vlákny spočívá v postupném oddělování vláken, během kterého dochází k pomalému šíření trhlin. Ke konečnému selhání dochází v důsledku nestabilního šíření trhlin, když se vlákno vytáhne, a smykové napětí v místě porušení dosáhne konečné pevnosti spoje. Po vzniku trhlin bude vlákno nést zatížení, které beton nesl před popraskáním, prostřednictvím hraniční vazby mezi vláknem a matricí.

(ii) Ohybové zatížení: průhyb odpovídající výslednému zatížení se zvyšuje s nárůstem objemového podílu vláken a poměru stran, přičemž sestupná větev křivky pracovního diagramu se jemně snižuje po dosažení hodnot maximálního zatížení pro daný objemový podíl vláken a poměr stran.

(iii) Ohybová houževnatost: praskliny se nejprve vyskytují v lehkém kamenivu spíše než v cementovém tmelu při zatížení. Obecně lze říci, že vlákna sloužící k zachycení trhlin zvyšují klikatost vznikající trhliny. Proto přidání ocelových vláken do betonu účinně zlepšuje chování vysokopevnostního lehkého betonu vyztuženého ocelovými vlákny po vzniku trhliny.

U betonových směsí s vyšším poměrem ocelových vláken, v rozmezí 1 – 2 %, bylo pozorováno přetvárné zpevnění, čímž došlo ke zvýšení maximálního přetvoření odpovídajícímu okamžiku porušení. Při porušení zajišťují vlákna vysokou míru deformace bez výrazného snížení únosnosti. Pro pevnost v ohybu mělo přidání vláken za následek pomalé šíření trhlin a postupné oddělování vláken při vysokých úrovních napětí v čase po vzniku trhliny [12].

Navýšení pevnosti v ohybu v důsledku přidání vláken do lehkého betonu je poměrně ke zvětšením velikosti vzorku. Jak již bylo zmíněno, vláknová výztuž zvyšuje pevnost v tlaku a v tahu, stejně jako absorpci lomové energie, což do značné míry zlepšuje pevnost v ohybu LWAC [6].

3.3. Pevnost v příčném tahu

Mez pevnosti v příčném tahu válce se zvýšila u LWAC přidáním ocelových vláken. Mez pevnosti v příčném tahu u válců z LWAFRC je asi dvakrát vyšší než u prostého betonu a lehkého betonu. U vzorků s velikostí průměru od 76, 100, 150 a 200 mm se zvýšila mez pevnosti v příčném tahu o 134 %, 33 %, 12 % a 0 % u normálního betonu a 127 %, 165 %, 44 % a 29 % pro lehký beton [6]. Vyztužení vlákny významně zvyšuje pevnost v příčném tahu u LWAC [13].

3.4. Pevnost ve smyku

Přidání ocelového vlákna zlepšuje duktilitu a absorpci energie, která způsobuje tvárné porušení smykem. Přítomnost vláken snižuje veškeré deformace včetně průhybu, rotace desky, přetvoření betonu a přetvoření oceli ve všech fázích zatížení.

Účinky vláken jsou však patrné až po vzniku trhliny. Vlákna ku příkladu zpožďují rozvoj šikmého smykového popraskání v místě spojení sloupu s deskou. V důsledku toho se provozní zatížení lehké betonové desky vyztužené vlákny zvýší z 15 na 40 %, v závislosti na kritériu provozuschopnosti. Jedním z významných příspěvků vláken v deskách je eliminace křehké povahy desky. Tento proces vytváří plochu porušení, která je velmi nepravidelná. Lomové plochy ve vláknobetonu jsou podobné jako u spojů prostý beton - deska - sloup. [16].

Hlavní zvýšení pevnosti LWAC směsi je výsledkem kombinace vláken s betonářskou výztuží. Vlákna působí jako přemostovací prostředek mezi šikmými trhlinami vytvářenými místními tahovými silami v případě, že síla působící kolem tržmínků překročí pevnost betonu. Tento jev zvyšuje smykovou pevnost betonu mezi dvěma sousedními tržmínky [10].

3.5. Modul pružnosti

Pružné vlastnosti kameniva mají podstatný vliv na Youngův modul. Tento účinek nastává hlavně díky vazbě mezi částicemi kameniva a cementovým materiálem. Youngův modul pružnosti pro kompozitní materiály lze měřit několika modely [17].

Zvýšením poměru objemu vláken ve směsi se modul pružnosti zvýší přibližně o 30 %. Dále lze očekávat, že nahrazením pórovitého jemného kameniva pískem se zvýší modul pružnosti. Díky tomu vykazuje beton vyztužený vlákny tažnost po přidání hrubého pórovitého kameniva a vláken [18].

3.6. Hustota lehkého kameniva vyztuženého vlákny

Vzhledem ke křehké povaze LWAC závisí hustota lehkého betonu na množství a objemové hmotnosti použitého kameniva. Ukázalo se, že použití kameniva s vyšší objemovou hmotností významně zvyšuje pevnost betonu [12]. Konstrukční LWAFRC je o 20 – 30 % lehčí než běžný beton. V tomto ohledu je pojem „lehký“ relativní. Sypné hmotnosti LWAFRC se pohybují od 800 do 1400 kg / m³ [19]. Jednotková hmotnost betonu se snížila přidáním lehkých kameniv a zvýšila se přidáním vláken [4].

3.7. Zpracovatelnost

Lehké kamenivo vykazuje zvláštní vlastnosti díky své lehkosti a zahrnutí vnitřních dutin, které mohou zadržovat vodu a způsobit, že kamenivo během procesu míchání plave. Tyto jevy mají za následek pokles zpracovatelnosti betonové směsi. Podobně vlákna zapletená dohromady vytváří síťovou strukturu v betonové směsi, která brání segregaci lehkých agregátů. Kromě toho délka vláken vyžaduje k obalení vlákna více cementové pasty, což ovlivňuje viskozitu betonové směsi ovlivňující propad. Polypropylenová vlákna snížila propad asi o 20 %, zatímco ocelová vlákna snížila propad o 54 % [5, 20].

Charakteristiky zpracovatelnosti betonu vyztuženého ocelovými vlákny jsou složité; tvary vláken, poměr stran a objemový poměr jsou nejdůležitějšími faktory ovlivňujícími zpracovatelnost. Vlákno-betonové směsi byly hůře zpracovatelné než směsi bez vláken. Vlákno-betonové směsi s hladkými vlákny vykazují nejlepší kompatibilitu následovanou směsí s vlákny

s rozšířením na koncích. Směsi se zvlněnými a zahnutými vlákny vykazují menší kompatibilitu. Zahnutá vlákna ve skutečnosti vyžadují větší energii ke ztuhnutí. Ztuhitelnost LWAFRC směsí tedy závisí na tvaru a ploše povrchu vláken. Ztuhitelnost vláknobetonu klesá s rostoucí návrhovou pevností a klesá s rostoucím poměrem stran [21].

3.8. Smrštění vysycháním

Pokud má být použit predikční model pro konečné smrštění, je důležité vzít v úvahu vlastnosti pórovitého kameniva. Pórovité kamenivo ze slinutého popílku vykazuje dlouhodobé smrštění, které bylo téměř dvojnásobné oproti normálnímu betonu. Toto smrštění se zdá být výsledkem vysoké hodnoty objemu obsahu pasty z popílku. S poklesem modulu pružnosti betonu se zvyšuje hodnota smrštění [13].

Přidání vláken do betonové směsi nesnížilo smrštění v raném stádiu tuhnutí. Jak však beton tvrdne, s nárůstem stáří vykazuje, že vlákna omezují smršťování. Předpokládá se, že vyšší pevnost v tahu spolu s nízkým modulem pružnosti jsou účinné při redukci trhlin vzniklých v důsledku smršťování. U LWAFRC vykazují směsi obsahující uhlíková vlákna největší omezení smrštění [20]. Také použití kombinace uhlíkových a ocelových vláken v lehkých betonových směsích ukázalo nižší křehkost betonu a dále snížení smrštění [14].

3.9. Soudržnost vlákna s cementem

Když beton dosáhne svého maximálního zatížení a objeví se první porušení, vlákna překlenují šikmé trhliny, které se tvoří při překonání místní pevnosti betonu v tahu. Pevnost přemostovacího mechanismu bude záviset na síle vlákna nebo na kapacitě vazby mezi vláknem a betonovým tmelem. Vlákna zvyšují smykovou pevnost betonu. Výsledky ukázaly, že pokud se délka kotvení zvýší, zvýší se také extrakční síly podélných vláken. U cyklického zatížení experimentální výsledky ukazují, že k nejvyššímu znehodnocení dochází v prvním cyklu. Tento jev je částečně způsoben tím, že beton kolem výztuže je lokálně drcen tlakem, čímž se snižuje pevnost spoje [10].

Podstatné množství objemu vláken zaručuje správné překlenovací spojení mezi vlákny a betonovým tmelem. Požadované množství potřebných vláken se nazývá kritický objem vláken. Výše třetí soudržnosti a třetího povrchu závisí na množství a fyzikálních vlastnostech vláken.

3.10. Duktilita

Začlenění pórovitého kameniva do betonové směsi snižuje duktilitu betonu a současně zvyšuje křehkost materiálu. Zlepšení duktility je u LWAFRC výsledkem vynucené odolnosti proti popraskání díky překlenutí mezi jednotlivými betonovými vrstvami pomocí vláken. Zdánlivé přetvárné zpevnění, nebo vícenásobné popraskání v kompozitech vyztužených vlákny, nastává v následujícím pořadí: nejdříve se objeví mikrotrhliny a poté betonová matrice přenesení zatížení na vlákna. Vlákna vytvářejí přemostění a přenášejí zatížení zpět do betonu prostřednictvím vazby na rozhraní. Zatížení se v matici opět

hromadí a vytváří další paralelní trhlinu. Vlákna a betonová matrice tento proces opakují, dokud nedojde k vícenásobnému popraskání. Nakonec se vlákna vytáhnou nebo přetrhnou a způsobí kompletní selhání daného prvku. Objemový poměr vláken 1,5 % nebo vyšší dosáhl přetvárného zpevnění rychleji než frakce s nižším objemem vláken. Náhrada 10 – 20 % cementu popílkem a křemičitým úletem zlepšuje duktilitu a pevnost v ohybu lehkého vláknobetonu [22].

Přidání vláken do betonových směsí navyšuje u vzorků přetvoření a mez pevnosti. Stejným způsobem se značně zvyšuje kapacita přetvoření a deformační schopnost při navýšení objemu vláken z 0 % na 1,5 %. Toto zvýšení napětí definuje sestupnou část křivky pracovního diagramu [4].

Přidání vláken do křehkého lehkého betonu vede ke zvýšení tažnosti o 125% - 158% a ke zvýšení absorpce energie o 216% - 237% [16]. U vysokopevnostního LWAFRC je ohybová čára silně ovlivněna zavedením ocelových vláken; zvyšuje se s nárůstem objemového podílu vláken a poměru stran [15].

Duktilita LWAC při konstantním objemu vláken 1,5 % se zvyšuje, když je obsah pórovitého kameniva mezi 40 a 60 % ve směsi vzorků. Betonová směs s méně než 20% pórovitého kameniva však vykazovala taktéž dobrou duktilitu. Velké objemy pórovitého kameniva mezitím vedly ke slabé matici a nevhodnému rozložení vláken, což vedlo k předčasnému selhání vzorků [22].

3.11. Index houževnatosti

Houževnatost je důležitou charakteristikou vláknobetonu. Vlákna zvyšují svoji schopnost absorbovat energii a jsou vhodnější pro použití v konstrukcích vystavených nárazům a zemětřesení [20, 23].

Zvýšení obsahu vláken povede ke zvýšení indexu houževnatosti a odolnosti po vzniku trhlin. LWAFRC nosníky mohou vydržet velké zatížení a větší průhyby, což naznačuje přetvárné zpevnění. Vlákna o délce 50 mm vykazují největší nárůst houževnatosti. Velikost indexu houževnatosti u LWAFRC je velmi podobná hodnotě u normálního betonu shodné pevnosti [18].

Houževnatost LWAFRC nezávisí na velikosti vzorku. U vysokopevnostních LWAFRC klesá po dosažení meze pevnosti zatížení rychleji než u LWAFRC s normální pevností. Tato změna indexu houževnatosti naznačuje, že k dosažení podobné duktility pro vysokopevnostního a nízkopevnostního LWAFRC je potřeba zvýšení objemového podílu vláken nebo přidání vláken s vyšší pevností a zahnutými konci [6].

4. DISKUZE

Křehká povaha LWAC vede k náhlému a urychlenému selhání. Přidání vyztužujících vláken zlepšuje duktilitu lehkého betonu nebo normálního vysokopevnostního betonu. Kombinace lehkého betonu s betonářskou výztuží a ocelovými nebo polypropylenovými vlákny snižuje křehkost lehkého betonu. Přidání vláken do betonové směsi zlepšuje mechanické vlastnosti betonu, například duktilitu, rázovou houževnatost a

houževnatost. Dále zvyšuje maximální a zbytková třecí napětí. Jeho lehká charakteristika navíc činí tento beton užitečným při snižování stálého zatížení konstrukcí, což umožňuje přímé zmenšení velikosti základů, zejména v půdách s nízkou únosností. Díky nízké hmotnosti a vyšší duktilitě LWFRC jsou konstrukční prvky, jak žádoucí, tak nákladově efektivní. Dále LWFRC v prefabrikovaných betonových konstrukcích poskytuje prvky s vyšší pevností a usnadňuje přepravu. Správně navržený nenosný LWAC vyztužený vlákny lze pro dekorativní nebo izolační účely snadno řezat a připevňovat jako dřevo.

5. ZÁVĚR

Přidaná vlákna mohou být použita jako náhrada za požadovanou příčnou výztuž, kde je potřeba velké množství ocelové omezující výztuže. Použití vláken může snížit jak váhu, tak náklady na konstrukci. Použití LWFRC směsi se liší v závislosti na požadované pevnosti, zpracovatelnosti, ceně a proveditelnosti. Křehká povaha LWAC vede k náhlému porušení a přidání výztuže zvyšuje duktilitu LAFRC. Primárním využitím vláknobetonu je zlepšení tahové pevnosti, odolnosti proti popraskání a lomové houževnatosti.

PODĚKOVÁNÍ

Príspevek vznikl za finanční podpory ČVUT v Praze v rámci projektu SGS18/115/OHK1/2T/11. Tímto bych chtěla poděkovat svému školiteli panu doc. Ing. J. Vodičkovi, CSc.

Reference

[1] Furuhi, F., Tehrani, F. M. & Zand, A. (1996), Two macro-economic viewpoints on light concrete application effect on national economic development, in 'Ravesh (Industrial Engineering) Magazine', vol. 6, no. 35, pp. 9–11.

[2] Woody Ju, J. & Tehrani, F. M. (2008), Macro-element modeling of steel fiber-reinforced concrete, in 'ACI Spring 2008 Convention: Multi-Scale Descriptions of Concrete Performance', ACI Committee 236, Material Science of Concrete, USA.

[3] McComb, C. & Tehrani, F. M. (2015), Enhancement of shear transfer in composite deck with mechanical fasteners, in 'Engineering Structures', vol. 88, no. 1, pp. 251–261.

[4] Düzgün, O. A., Gül, R. & Aydın, A. C. (2005), Effect of steel fibers on the mechanical properties of natural lightweight aggregate concrete, in 'Materials Letters', vol. 59, no. 27, pp. 3357–3363.

[5] Libre, N. L., Shekarchi, M., Mahoutian, M. & Soroushian, P. (2011), Mechanical properties of hybrid fiber-reinforced lightweight aggregate concrete made with natural pumice, in 'Construction and Building Materials', vol. 25, no. 5, pp. 2458–2464.

[6] Belendran, R. V., Zhou, F. P., Nadeem, A. & Leung, A. Y. T. (2002), Influence of steel fibers on strength and ductility of normal and lightweight high strength concrete, in 'Building and Environment', vol. 37, no. 12, pp. 1361–1367.

[7] ACI Committee 554 (1973), State-of-the-art report on fiber reinforced concrete, in 'ACI Journal Proceedings', vol. 70, no. 11.

[8] Svaz výrobců betonu ČR (navštíveno 2020), Ocelová vlákna do betonu, dostupné: <http://www.ebeton.cz/pojmy/ocelova-vlakna-do-betonu>.

[9] Ramli, M. & Dawood, E. T., (2010), Effects of palm fiber on the mechanical properties of lightweight concrete crushed brick, in 'American Journal of Engineering and Applied Sciences', vol. 3, no. 2, pp. 489–493.

[10] Campione, G., Cucchiara, L., La Mendola, L. & Papia, M. (2005), Steel-concrete bond in lightweight fiber reinforced concrete under monotonic and cyclic actions, in 'Engineering Structures', vol. 27, no. 6, pp. 881–890.

[11] Campione, G. & La Mendola, L. (2004), Behavior of compression of lightweight fiber reinforced concrete with transverse steel reinforcement, in 'Cement and Concrete Composite', vol. 26,

no. 6, pp. 645–656.

[12] Campione, G., Miraglia, N. & Papia, M. (2001), Mechanical properties of steel fiber reinforced lightweight concrete with pumice stone or expanded clay aggregates, in 'Materials and Structures', vol. 34, no. 4, pp. 201–210.

[13] Kayali, O., Haque, M. N. & Zhu, B. (1999), Drying shrinkage of fiber-reinforced lightweight aggregate concrete containing fly ash, in 'Cement and Concrete Research', vol. 29, no. 11, pp. 1835–1840.

[14] Mazaheripour, H., Ghanbarpour, S., Mirmoradi, S. H. & Hosseinpour, I. (2011), The effect of polypropylene fibers on the properties of fresh and hardened lightweight self-compacting concrete, in 'Construction and Building Materials', vol. 25, no. 1,

pp. 351–358.

[15] Gao, J., Sun, W. & Morino, K. (1997), Mechanical properties of steel fiber-reinforced high-strength, lightweight concrete, in 'Cement and Concrete Composites', vol. 19, no. 4, pp. 307–313.

[16] Theodorakopoulos, D. D. & Swamy, N. (1993), Contribution of steel fibers to the strength characteristics of lightweight concrete slab-column connections failing in punching shear, in 'ACI Structural Journal', vol. 90, no. 4.

[17] Kurugol, S., Tanacan, L. & Ersoy, H. Y. (2008), Young's modulus of fiber-reinforced and polymer-modify lightweight concrete composites, in 'Construction and Building Materials', vol. 22, no. 6, pp. 1019–1028.

[18] Balaguru, P. & Foden, A. (1996), Properties of fiber reinforced structural lightweight concrete, in 'ACI Structural Journal', vol. 93, no. 1, pp. 62–78.

[19] Shi, C., Wu, Y. & Riefler, M. (2005), Properties of fiber-reinforced lightweight concrete, in 'ACI Special Publication', vol. 226, pp. 123–134.

[20] Chen, B. & Liu, J. (2004), Contribution of hybrid fibers on the properties of the high-strength lightweight concrete having good workability, in 'Cement and Concrete Research', vol. 35, no. 5, pp. 913–917.

[21] Swamy, R. N. & Jojagha, A. H. (1982), Workability of steel fiber reinforced lightweight aggregate concrete, in 'International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete', vol. 4, no. 2, pp. 103–109.

[22] Arisoy, B. & Wu, H.-C. (2008), Material characteristics of lightweight, high-performance concrete reinforced with PVA, in 'Construction and Building Materials', vol. 22, no. 4, pp. 635–645.

[23] Kim, Y.-J., Hu, J., Lee, S.-J. & You, B.-H. (2010), Mechanical properties of fiber reinforced lightweight concrete containing surfactant, in 'Advances in Civil Engineering', article ID 549642, 8 pages.

ANALÝZA POMĚRU JEDNOTLIVÝCH FRAKČÍ KAMENIVA V DRÁTKOBETONU

Jan Fleissig, *

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

ABSTRAKT

Předložený článek se zabývá analýzou poměru jednotlivých frakcí kameniva v drátkobetonu s ohledem na minimalizaci nakypření směsi kameniva ocelovými vlákny. Pro analýzu byly použity frakce kameniva 0-4, 4-8 a 8-16 a ocelová vlákna Dramix 3D 65/60 BG. Intuitivně lze předpokládat, že frakce kameniva 0-4 bude ocelovými vlákny ovlivněna nejméně s ohledem na nakypření a naopak frakce 8-16 bude ocelovými vlákny ovlivněna nejvíce s ohledem na nakypření. Z tohoto předpokladu by vycházelo jako ideální nahrazení frakce 8-16 frakcí 0-4, čímž by ale byla výrazně narušena struktura výsledného drátkobetonu. Cílem je tedy stanovit ideální poměr frakcí 4-8 a 8-16 (s ohledem na nakypření ocelovými vlákny) a tento poměr doplnit vhodným množstvím frakce 0-4.

KLÍČOVÁ SLOVA

analýza, kamenivo, ocelová vlákna, nakypření, drátkobeton

ABSTRACT

The paper is focused on the analysis of the ratio of individual fractions of aggregate in the steel fibre reinforced concrete with regard to reduction the loosening of the aggregate mixture influenced the steel fibres. The aggregate fractions 0-4, 4-8 and 8-16 and the steel fibres Dramix 3D 65/60 BG were used for the analysis. It can be assumed intuitively that the aggregate fraction 0-4 is less affect by steel fibres with regard to loosening than aggregate fraction 8-16. According to the previous statement it would be ideal the using fraction 0-4 instead of fraction 8-16, which would significantly disrupt the structure of the steel fibre reinforced concrete. The aim is to determine the ideal ratio of fraction 4-8 and 8-16 (with regard to loosening influenced the steel fibres) and the fraction of aggregate 4-8 plus fraction 8-16 to supplement with the appropriate amount of fractions 0-4.

KEYWORDS

analysis, aggregates, steel fibres, loosening, steel fibre reinforced concrete

1. ÚVOD

V předloženém článku je popsán postup pro stanovení ideálního poměru jednotlivých frakcí kameniva v drátkobetonu v závislosti na zadaném objemovém množství ocelových vláken. V rámci výzkumu byla provedena řada měření sypaných hmotností jednotlivých frakcí kameniva bez drátků a s drátky a kombinace jednotlivých frakcí kameniva bez drátků a s drátky. Z naměřených hodnot byla vypracovaná rozsáhlá databáze. A byl stanoven postup pro stanovení ideálního poměru jednotlivých frakcí kameniva s ohledem na zvolené množství ocelových vláken. Správný poměr jednotlivých frakcí kameniva v drátkobetonu je velmi důležitý s ohledem na jeho dostatečnou homogenitu a pevnost. Poměru jednotlivých frakcí kameniva v drátkobetonu je tedy nutné věnovat dostatečnou pozornost.

2. METODY

Stanovení vhodného poměru jednotlivých frakcí kameniva v drátkobetonu je v tomto článku omezeno na množství drátků 0 až 75 kg/m³ (25, 50 a 75 kg/m³). Laboratorně byly měřeny mezerovitosti jednotlivých frakcí kameniva bez ocelových vláken a s ocelovými vlákny a kombinace jednotlivých frakcí kameniva bez ocelových vláken a s ocelovými vlákny. Vždy byla provedena 3 měření a z těchto měření byla spočítána průměrná hodnota. Mezerovitosti byly měřeny následujícím způsobem:

1. vložení směsi kameniva bez ocelových vláken / směsi kameniva s ocelovými vlákny do nádoby o objemu 0,00867 m³
2. setřesení směsi pomocí vibračního stolu
3. zvážení setřesené směsi
4. vyhodnocení mezerovitosti setřesené směsi

Nejprve byly měřeny mezerovitosti frakce kameniva 4-8 bez ocelových vláken a s ocelovými vlákny a následně taktéž měřeny mezerovitosti frakce 8-16.

Dále byly měřeny mezerovitosti směsí frakcí 4-8 a 8-16 bez ocelových vláken a s ocelovými vlákny v poměru 1:19 až 19:1. Z výsledků mezerovitostí směsí frakcí 4-8 a 8-16 bez ocelových vláken a s ocelovými vlákny byl vybrán poměr těchto frakcí s minimální mezerovostí.

* Školitel: Doc. Ing. Jan Vodička, CSc.

V posledním kroku byly měřeny mezerovitosti směsí frakcí 0-4 a 4-8 + 8-16 bez ocelových vláken a s ocelovými vlákny v poměru 6:14 až 12:8. Z výsledků mezerovitostí směsí frakcí 0-4 a 4-8 + 8-16 bez ocelových vláken a s ocelovými vlákny byl vybrán poměr těchto frakcí s minimální mezerovitostí. Z tohoto poměru byly následně spočítány ideální poměry jednotlivých frakcí pro jednotlivé materiály.

3. VÝSLEDKY

3.1. Mezerovitost kameniva frakce 4-8

3.1.1. Bez ocelových vláken

Mezerovitost frakce 4-8 bez ocelových vláken je deklarovaná jeho dodavatelem, v rámci měření byla však hodnota mezerovitosti ověřena. Výsledné hodnoty viz Tabulka 1.

Tabulka 1: Mezerovitost frakce 4-8 bez ocelových vláken

Mezerovitost kameniva frakce 4-8						
Vstupní údaje:		0-4	4-8	8-16		
Poměr jednotlivých frakcí kamení		0	1	0		
Množství a typ ocelových vláken:		0	kg/m ³			
č. měření	m 0-4 [kg]	m 4-8 [kg]	m 8-16 [kg]	m _{kamenivo} [kg]	m _{drátky} [kg]	Mezerovitost [%]
1.	0,000	13,513	0,000	13,513	0,000	41,844
2.	0,000	13,563	0,000	13,563	0,000	41,628
3.	0,000	13,473	0,000	13,473	0,000	42,016
Ø	0,000	13,516	0,000	13,516	0,000	41,829

3.1.2. S ocelovými vlákny

Mezerovitost frakce 4-8 s ocelovými vlákny roste s ohledem na množství ocelových vláken (25, 50 a 75 kg/m³). Výsledné hodnoty viz Tabulka 2, 3 a 4.

Tabulka 2: Mezerovitost frakce 4-8 s ocel. vlákny (25 kg/m³)

Mezerovitost kameniva frakce 4-8 s ocelovými vlákny						
Vstupní údaje:		0-4	4-8	8-16		
Poměr jednotlivých frakcí kamení		0	1	0		
Množství a typ ocelových vláken:		25	kg/m ³	Dramix 3D 65/60 BG		
č. měření	m 0-4 [kg]	m 4-8 [kg]	m 8-16 [kg]	m _{kamenivo} [kg]	m _{drátky} [kg]	Mezerovitost [%]
1.	0,000	13,316	0,000	13,316	0,217	42,372
2.	0,000	13,266	0,000	13,266	0,217	42,587
3.	0,000	13,276	0,000	13,276	0,217	42,544
Ø	0,000	13,286	0,000	13,286	0,217	42,501

Tabulka 3: Mezerovitost frakce 4-8 s ocel. vlákny (50 kg/m³)

Mezerovitost kameniva frakce 4-8 s ocelovými vlákny						
Vstupní údaje:		0-4	4-8	8-16		
Poměr jednotlivých frakcí kamení		0	1	0		
Množství a typ ocelových vláken:		50	kg/m ³	Dramix 3D 65/60 BG		
č. měření	m 0-4 [kg]	m 4-8 [kg]	m 8-16 [kg]	m _{kamenivo} [kg]	m _{drátky} [kg]	Mezerovitost [%]
1.	0,000	13,030	0,000	13,030	0,434	43,287
2.	0,000	13,050	0,000	13,050	0,434	43,201
3.	0,000	13,110	0,000	13,110	0,434	42,943
Ø	0,000	13,063	0,000	13,063	0,434	43,144

Tabulka 4: Mezerovitost frakce 4-8 s ocel. vlákny (75 kg/m³)

Mezerovitost kameniva frakce 4-8 s ocelovými vlákny						
Vstupní údaje:		0-4	4-8	8-16		
Poměr jednotlivých frakcí kamení		0	1	0		
Množství a typ ocelových vláken:		75	kg/m ³	Dramix 3D 65/60 BG		
č. měření	m 0-4 [kg]	m 4-8 [kg]	m 8-16 [kg]	m _{kamenivo} [kg]	m _{drátky} [kg]	Mezerovitost [%]
1.	0,000	12,843	0,000	12,843	0,650	43,773
2.	0,000	12,823	0,000	12,823	0,650	43,859
3.	0,000	12,813	0,000	12,813	0,650	43,902
Ø	0,000	12,826	0,000	12,826	0,650	43,844

3.2. Mezerovitost kameniva frakce 8-16

3.2.1. Bez ocelových vláken

Mezerovitost frakce 8-16 bez ocelových vláken je deklarovaná jeho dodavatelem, v rámci měření byla však hodnota mezerovitosti ověřena. Výsledné hodnoty viz Tabulka 5.

Tabulka 5: Mezerovitost frakce 8-16 bez ocelových vláken

Mezerovitost kameniva frakce 8-16						
Vstupní údaje:		0-4	4-8	8-16		
Poměr jednotlivých frakcí kamení		0	0	1		
Množství a typ ocelových vláken:		0	kg/m ³			
č. měření	m 0-4 [kg]	m 4-8 [kg]	m 8-16 [kg]	m _{kamenivo} [kg]	m _{drátky} [kg]	Mezerovitost [%]
1.	0,000	0,000	13,293	13,293	0,000	42,576
2.	0,000	0,000	13,243	13,243	0,000	42,792
3.	0,000	0,000	13,223	13,223	0,000	42,878
Ø	0,000	0,000	13,253	13,253	0,000	42,749

3.2.2. S ocelovými vlákny

Mezerovitost frakce 8-16 s ocelovými vlákny roste s ohledem na množství ocelových vláken (25, 50 a 75 kg/m³). Výsledné hodnoty viz Tabulka 6, 7 a 8.

Tabulka 6: Mezerovitost frakce 8-16 s ocel. vlákny (25 kg/m³)

Mezerovitost kameniva frakce 8-16 s ocelovými vlákny						
Vstupní údaje:		0-4	4-8	8-16		
Poměr jednotlivých frakcí kamení		0	0	1		
Množství a typ ocelových vláken:		25	kg/m ³	Dramix 3D 65/60 BG		
č. měření	m 0-4 [kg]	m 4-8 [kg]	m 8-16 [kg]	m _{kamenivo} [kg]	m _{drátky} [kg]	Mezerovitost [%]
1.	0,000	0,000	12,816	12,816	0,217	44,317
2.	0,000	0,000	12,876	12,876	0,217	44,058
3.	0,000	0,000	12,736	12,736	0,217	44,663
Ø	0,000	0,000	12,810	12,810	0,217	44,346

Tabulka 7: Mezerovitost frakce 8-16 s ocel. vlákny (50 kg/m³)

Mezerovitost kameniva frakce 8-16 s ocelovými vlákny						
Vstupní údaje:		0-4	4-8	8-16		
Poměr jednotlivých frakcí kamení		0	0	1		
Množství a typ ocelových vláken:		50	kg/m ³	Dramix 3D 65/60 BG		
č. měření	m 0-4 [kg]	m 4-8 [kg]	m 8-16 [kg]	m _{kamenivo} [kg]	m _{drátky} [kg]	Mezerovitost [%]
1.	0,000	0,000	12,430	12,430	0,434	45,669
2.	0,000	0,000	12,380	12,380	0,434	45,885
3.	0,000	0,000	12,290	12,290	0,434	46,274
Ø	0,000	0,000	12,366	12,366	0,434	45,943

Tabulka 8: Mezerovitost frakce 8-16 s ocel. vlákny (75 kg/m³)

Mezerovitost kameniva frakce 8-16 s ocelovými vlákny						
Vstupní údaje:		0-4	4-8	8-16		
Poměr jednotlivých frakcí kamení		0	0	1		
Množství a typ ocelových vláken:		75	kg/m ³	Dramix 3D 65/60 BG		
č. měření	m 0-4 [kg]	m 4-8 [kg]	m 8-16 [kg]	m _{kamenivo} [kg]	m _{drátky} [kg]	Mezerovitost [%]
1.	0,000	0,000	11,923	11,923	0,650	47,540
2.	0,000	0,000	11,793	11,793	0,650	48,102
3.	0,000	0,000	12,043	12,043	0,650	47,022
Ø	0,000	0,000	11,919	11,919	0,650	47,554

Souhrn výsledných průměrných mezerovitostí pro frakci 4-8 viz Tabulka 9: Mezerovitosti frakce 4-8 a pro frakci 8-16 viz Tabulka 10: Mezerovitosti frakce 8-16.

Tabulka 9: Mezerovitosti frakce 4-8

Výsledná mezerovitost - průměrná hodnota ze 3 měření [%]				
Vstupní údaje:		Typ ocelových vláken: Dramix 3D 65/60 BG		
Frakce:		Množství ocelových vláken:		
4-8	bez vláken	25 kg/m ³	50 kg/m ³	75 kg/m ³
		41,829	42,501	43,144

Tabulka 10: Mezerovitost frakce 8-16

Výsledná mezerovitost - průměrná hodnota ze 3 měření [%]				
Vstupní údaje:		Typ ocelových vláken: <i>Dramix 3D 65/60 BG</i>		
Frakce:		Množství ocelových vláken:		
8-16	bez vláken	25 kg/m ³	50 kg/m ³	75 kg/m ³
		42,749	44,346	45,943

3.3. Mezerovitost směsí frakcí 4-8 a 8-16

Pro směsi frakcí 4-8 a 8-16 bylo snahou nalézt poměry s minimálními mezerovitostmi.

Tabulka 11: Mezerovitost směsí frakcí 4-8 a 8-16

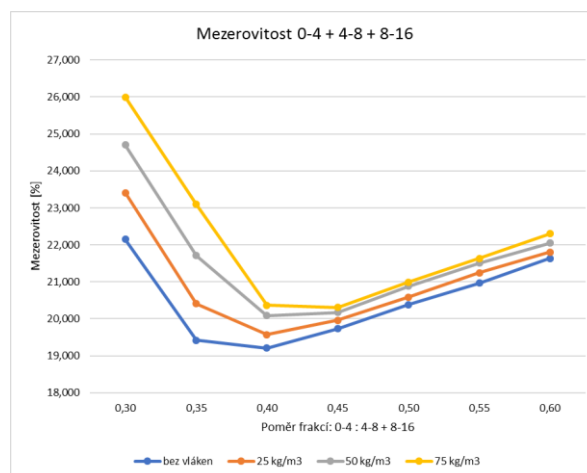
Výsledná mezerovitost - průměrná hodnota ze 3 měření [%]					
Vstupní údaje:		Typ ocelových vláken: <i>Dramix 3D 65/60 BG</i>			
Poměr frakcí:		Množství ocelových vláken:			
4-8	8-16	bez vláken	25 kg/m ³	50 kg/m ³	75 kg/m ³
1	: 19	40,283	41,808	43,290	44,771
2	: 18	38,150	39,573	40,997	42,492
3	: 17	36,175	37,570	38,993	40,459
4	: 16	35,597	36,934	38,314	39,693
5	: 15	36,458	37,766	39,102	40,438
6	: 14	36,786	38,007	39,372	40,636
7	: 13	37,158	38,407	39,628	40,891
8	: 12	37,457	38,677	39,869	41,032
9	: 11	37,814	38,947	40,124	41,287
10	: 10	38,185	39,289	40,423	41,571
11	: 9	38,498	39,559	40,664	41,768
12	: 8	38,883	39,907	40,962	41,966
13	: 7	39,153	40,128	41,174	42,178
14	: 6	39,509	40,440	41,444	42,418
15	: 5	39,822	40,753	41,670	42,572
16	: 4	40,192	41,080	41,896	42,784
17	: 3	40,533	41,349	42,194	43,053
18	: 2	40,932	41,690	42,492	43,293
19	: 1	41,244	42,002	42,760	43,490
Minimum		35,597	36,934	38,314	39,693

3.4. Mezerovitost směsí frakcí 0-4 a 4-8 + 8-16

Pro směsi frakcí 0-4 a 4-8 + 8-16 bylo snahou nalézt poměry s minimálními mezerovitostmi.

Tabulka 12: Mezerovitost směsí frakcí 0-4 a 4-8 + 8-16

Výsledná mezerovitost - průměrná hodnota ze 3 měření [%]					
Vstupní údaje:		Typ ocelových vláken: <i>Dramix 3D 65/60 BG</i>			
Poměr frakcí:		Množství ocelových vláken:			
0-4	4-8 + 8-16	bez vláken	25 kg/m ³	50 kg/m ³	75 kg/m ³
6	: 14	22,148	23,411	24,703	25,994
7	: 13	19,417	20,406	21,715	23,096
8	: 12	19,210	19,575	20,086	20,364
9	: 11	19,730	19,965	20,171	20,304
10	: 10	20,383	20,590	20,884	20,989
11	: 9	20,965	21,245	21,511	21,631
12	: 8	21,636	21,801	22,053	22,305
Minimum		19,210	19,575	20,086	20,304



Graf 1: Mezerovitost 0-4 a 4-8 + 8-16

Na základě vyhodnocených mezerovitostí byly stanoveny ideální poměry jednotlivých frakcí kameniva pro výrobu drátkobetonů.

Tabulka 13: Výsledné poměry jednotlivých frakcí kameniva

Výsledný poměr jednotlivých frakcí kameniva					
Vstupní údaje:		Typ ocel. vláken: <i>Dramix 3D 65/60 BG</i>			
Množství ocelových vláken:	Poměr frakcí:	0-4	4-8	8-16	Celkem
		bez vláken	0,473	0,082	0,446
25 kg/m ³		0,400	0,120	0,480	1,000
50 kg/m ³		0,400	0,120	0,480	1,000
75 kg/m ³		0,450	0,110	0,440	1,000

Z výsledných poměrů jednotlivých frakcí kameniva byly sestaveny receptury pro výrobu jednotlivých materiálů.

Tabulka 14: Legenda jednotlivých materiálů

A	Beton bez ocelových vláken
B	DB (25 kg/m ³ Dramix 3D 65/60 BG)
C	DB (50 kg/m ³ Dramix 3D 65/60 BG)
D	DB (75 kg/m ³ Dramix 3D 65/60 BG)

Tabulka 15: Výsledné receptury

	0-4 [kg/1 m ³]	4-8 [kg/1 m ³]	8-16 [kg/1 m ³]	m _{c,v,i} [kg/1 m ³]	V _{v,v,i} [l/1 m ³]	m _{d,v,i} [kg/1 m ³]
A)	783	235	940	384	135	0
B)	761	228	913	392	137	25
C)	761	228	913	399	140	50
D)	861	211	842	413	145	75

Výsledné receptury byly ověřené s ohledem na jejich kvazihomogenitu – zkouškou míry segregace ocelových vláken v čerstvém drátkobetonu (viz Tabulka 16: Výsledky zkoušky segregace ocelových vláken).

Tabulka 16: *Výsledky zkoušky segregace ocelových vláken*

č.	Receptura	$m_{F,i}$ [kg/ m ³]	m_{0-4} [kg/ m ³]	m_{4-8} [kg/ m ³]	m_{8-16} [kg/ m ³]	m_c [kg/ m ³]	$m_{D,i}$ [g]	$m_{H,i}$ [g]	$m_{C,i}$ [g]	S_i [%]
1a	Betonárka	25	870	150	820	300	78,0	57,0	135,0	15,56
1b	Úprava I	25	832	143	784	315	75,0	61,0	136,0	10,29
1c	Úprava II	25	761	228	913	392	72,3	62,2	134,5	7,51
2a	Betonárka	50	870	150	820	300	145,0	117,0	262,0	10,69
2b	Úprava I	50	822	142	775	330	141,0	119,0	260,0	8,46
2c	Úprava II	50	761	228	913	399	140,6	123,4	264,0	6,52
3a	Betonárka	75	870	150	820	300	215,0	180,0	395,0	8,86
3b	Úprava I	75	810	140	765	345	212,0	188,0	400,0	6,00
3c	Úprava II	75	861	211	842	413	211,0	191,0	402,0	4,98

4. DISKUZE

V předchozích experimentech byl poměr kameniva pro výrobu drátkobetonu buď stejný jako pro výrobu betonu bez ocelových vláken a nebo empiricky upraven. Z výsledků míry segregace ocelových vláken v čerstvém drátkobetonu (viz Tabulka 16: *Výsledky zkoušky segregace ocelových vláken*) je patrné, že použití stejného poměru kameniva pro výrobu drátkobetonu jako pro výrobu běžného betonu není vhodné. Empirickou úpravu poměru kameniva pro výrobu drátkobetonu lze považovat za významnou, nikoliv však dostačující. Z výsledků míry segregace ocelových vláken v čerstvém drátkobetonu je patrné, že separátní návrh poměru jednotlivých frakcí kameniva pro výrobu drátkobetonu založený na principu setřesených sypaných hmotností je přínosný.

5. ZÁVĚR

Ideální poměr jednotlivých frakcí kameniva v drátkobetonu je značně ovlivněn typem a množstvím ocelových vláken, které jsou v něm obsaženy. Během experimentu byl ověřen předpoklad, že frakce kameniva 0-4 je ocelovými vlákny ovlivněna minimálně s ohledem na nakypření a naopak frakce 8-16 je ocelovými vlákny ovlivněna nejvíce s ohledem na nakypření. Významným poznatkem je také skutečnost, že frakce kameniva 4-8 je výrazně méně ovlivněna ocelovými vlákny s ohledem na nakypření než frakce 8-16 (viz Tabulka 9 a 10). Tento postup návrhu poměru jednotlivých frakcí kameniva pomocí analýzy mezerovitostí se ukázal jako vhodný s ohledem na výsledky zkoušky segregace ocelových vláken v čerstvém drátkobetonu. Lze tedy konstatovat, že tento postup návrhu poměru jednotlivých frakcí kameniva zohledňuje zachování kvazihomogenity navrhovaných drátkobetonů.

PODĚKOVÁNÍ

Děkuji za finanční podporu v rámci grantu SGS16/041/OHK1/1T/11.

Literatura

- Krátký J, Trtík K, Vodička J: Drátkobetonové konstrukce; Praha 1999
- Hobst, O. Anton, J. Vodička, J. Štučka, Ověřování homogenity drátkobetonu, Konference zkoušení a jakost ve stavebnictví, Sborník recenzovaných příspěvků, Brno 2010, str. 43-50, ISBN 978-80-214-4144-6

VĚTRNÁ ŽEBRA NA PLÁŠTÍCH CHLADÍCÍCH VĚŽÍ

Petr Harazim, *

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

ABSTRAKT

Tato práce se zabývá prouděním vzduchu kolem chladících věží s přirozeným tahem opatřenými meridionálními větrnými žebry v transkritickém režimu proudění. Práce se soustředí na účinnost snížení maximálního sání na plášti chladících věží pomocí větrných žeber. Účinnost větrných žeber byla zkoumána numerickými CFD modely. Pro výpočet byl použit program založený na metodě konečných objemů ANSYS Fluent, kde byla chladící věž modelována včetně technologie. Technologie NDCT byla modelována jako porézní prostředí, jemuž byly zadány ztráty tlaku a teplota. Větrná žebra byla modelována fyzicky s různou četností a výškou. Vypočtená data byla porovnána s experimentálními výsledky a normativními předpisy. Studie ukazuje účinnost různých tvarů větrných žeber.

KLÍČOVÁ SLOVA

Meridionální větrná žebra • Chladící věže s přirozeným tahem
• Zatížení větrem • CFD

ABSTRACT

This work deals with the air flow around natural draft cooling towers (NDCT) provided with meridional wind ribs in the transcritical flow regime. The work focuses on the effectiveness of reducing the maximum suction on the cooling towers shell by wind ribs effect. The efficiency of wind ribs was investigated by numerical CFD models. The ANSYS Fluent finite volume solver was used for the calculation. The cooling tower was modelled including the technology. NDCT technology was modelled as a porous medium with pressure losses and temperature losses. The wind ribs were physically modelled with different frequencies and heights. The calculated data were compared with experimental results and normative regulations. The study shows the efficiencies of different shapes of wind ribs.

KEYWORDS

Meridional wind ribs • Natural drag cooling tower • Wind load
• CFD

1. ÚVOD

Zatížení větrem na plášť chladící věže s přirozeným tahem je jedním z hlavních zatížení, jenž konstrukce přenáší během svého životního cyklu. Tyto mimořádné stavby s velmi tenkou skořepinou jsou velmi citlivé na rozdělení tlaků způsobených větrem (Gould a Kratzig, 1999). Při návrhu chladící věže má tedy distribuce tlaků na plášti chladící věže významný vliv na spotřebu betonářské výztuže. Samotné rozdělení větrných tlaků závisí na mnoha parametrech jako je drsnost povrchu, intenzita turbulencí a Reynoldsovo číslo (Pirner, 1982; Niemann a Hölscher, 1990; Prabhakar, 1990). Drsnost pláště chladící věže je jedním parametrem, jenž jsme schopni v praxi upravit. Z tohoto důvodu je studium je nezbytné zkoumat závislost drsnosti povrchu na rozdělení tlaků vetru pro efektivní a ekonomický návrh konstrukcí.

K získání účinků větru na kruhu válce se tradičně používají testy v aerodynamickém tunelu nebo měření v plném rozsahu. Mnohé studie prokázaly významný vliv drsnosti pláště na rozdělení tlaků okolo pláště chladící věže (Güven, Farrell a Patel, 1980; Buresti, 1981; Niemann a Hölscher, 1990; Pirner, 1990). Výsledky ukázaly, že se zvyšující se drsností pláště dochází ke zmenšení maximální velikosti sání, doprovázené zvýšením sání na závětrné straně válce (Gould a Kratzig, 1999).

Na základě těchto studií bylo zjištěno, že zvýšení drsnosti povrchu chladící věže vede ke snížení napětí ve skořepině v důsledku vyrovnání střední hodnoty rozložení tlaků větru (Gould a Kratzig, 1999). V tomto ohledu byla na mnoha skořepinách chladících věží vytvořena vertikální meridionální větrná žebra. Mnoho chladících věží s aplikovými větrnými žebry je navrženo podle evropských norem, ačkoli tam není žádná technická podpora. Z tohoto důvodu se používá německý kód VGB-R 610Ue (VGB BTR, 2017), který zavádí šest standardizovaných křivek rozložení tlaku pro různé drsnosti povrchu. Model VGB-R 610Ue však obsahuje určitá zjednodušení a konzervativnost. Drsnost povrchu je u modelu VGB-R 610Ue založena na poměru výšek žeber k jejich vzdálenosti. Poměr výšek žeber k průměru válce, který má významný účinek, však není zohledněn (Pirner, 1982, 1990). Použití větrných žeber brání několik věcí. Přidání větrných žeber způsobuje problémy s jejich aplikováním, zvyšuje složitost bednění betonového pláště. Obdélníkový tvar žeber také způsobuje problémy. Při odskrucování dochází často k odštipnutí hran žeber. Meridionální větrná žebra nemají žádný významný vliv na snížení zatížení v bodě stagnace.

* Školitel: doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D., FEng.

V našem výzkumu byly provedeny numerické simulace proudění kolem chladicí věže s výškou 185 m prováděny ve 2D a 3D. Meridionální větrná žebra různého tvaru a výšky byla testována na plášti chladicí věže. V analýze byl sledován zejména úhel náběhu větrných žebor a vliv výšky větrných žebor.

2. GEOMETRICKÝ MODEL

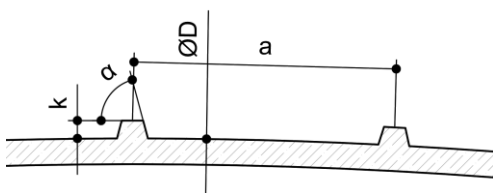
V této práci je představen trojrozměrný výpočetní model chladicí věže. Výpočet proudění okolo chladicí věže byl řešen v programu ANSYS Fluent v 17.0 pomocí Reynoldsova-Navier-Stokesových rovnic v transkritickém režimu proudění. Pro kalkulaci tlakovu a rychlosti v transportních rovnicích byl použit SIMPLEC algoritmus a pro řešení všech nezávislých proměnných byla použito diskretizační schéma druhého řádu.

Studovaný účinek vlivu větrných žebor byl studován na chladicí věži výšky 185 m s fyzicky modelovanými větrnými žebry, viz tabulka 1.

Tabulka 1: Geometrické parametry chladicí věže.

	Size (m)
Tower height	185
Base diameter of tower	115
Outlet diameter of tower	70.71
Throat height of tower	158.63
Throat diameter of tower	69
Height of inlet mouth	10

Úkol proudění kolem kruhového válce s žebry byl vyřešen pro různé poměry k/a , k/D a různé úhly α . Geometrie větrných žebor je znázorněna na obr. 1. Větrná žebra byla modelována se dvěma výškami 0,05 m a 0,125 m a dvěma různými úhly náběhu: 90° a 60° .

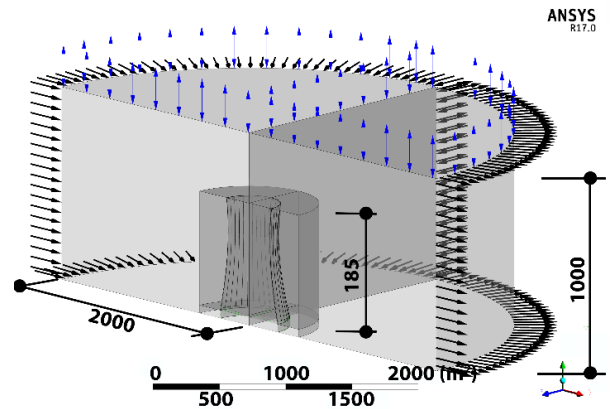


Obrázek 1: Geometrie větrných žebor.

3. METHODS

Velikost numerické domény byla zvoleny podle Murakami et al. a Malalasekera et al. kteří zkoumali 2D úlohy proudění okolo válce (Murakami a Mochida, 1995; Versteeg a Malalasekera, 2018).

Výpočetní oblast byla řešena jako polovina válce, aby se snížily výpočetní náklady 3D analýzy. Tohoto zjednodušení lze dosáhnout axiální symetrií konstrukce chladicí věže. Velikost řešené oblasti je znázorněna na obrázku 2. Pro samotný výpočet tedy byla použita půlválcová doména o průměru 4000 m. a výšce 1000 m. Výpočetní oblast obsahovala více



Obrázek 2: Výpočetní oblast

než 18 milionů strukturovaných a nestrukturovaných objemů sítě. Velikost jednotlivých prvků byla volena tak, aby výška prvků vyhovovala pro použití standardní stěnové funkce.

3.1. Okrajové podmínky

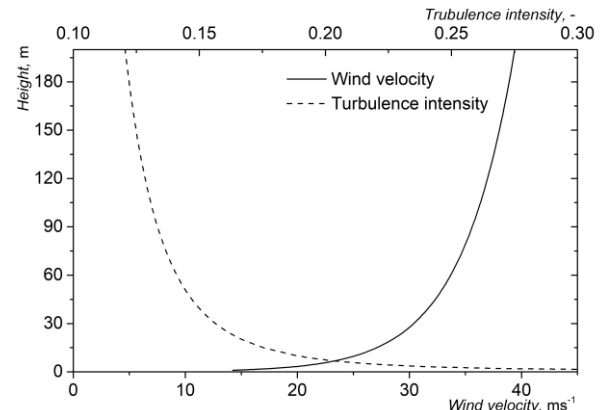
Rychlost proudění na vstupu byla zadána pomocí logaritmického zákona dle Eurokodu (EN 1991-1-4, 2007), rovnice (1),

$$v(z) = v_b \cdot k_r \cdot \ln \frac{z}{z_0}, \quad (1)$$

kde z je výška nad terénem, v_b je referenční rychlost vzduchu dána hodnotou $25 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$, a další koeficient je dán hodnotou $k_r = 0,19$ a $z_0 = 0,05 \text{ m}$. Intenzita turbulencí byla do výpočtu zadána také podle evropské normy pro navrhování konstrukcí, rovnice 2 (EN 1991-1-4, 2007),

$$I_v(z) = \frac{1}{\ln \frac{z}{z_0}}. \quad (2)$$

Samotný průběh intenzity turbulencí a rychlosti proudění můžeme vidět na následujícím obrázku 3.



Obrázek 3: Rychlost proudění a intenzita turbulencí

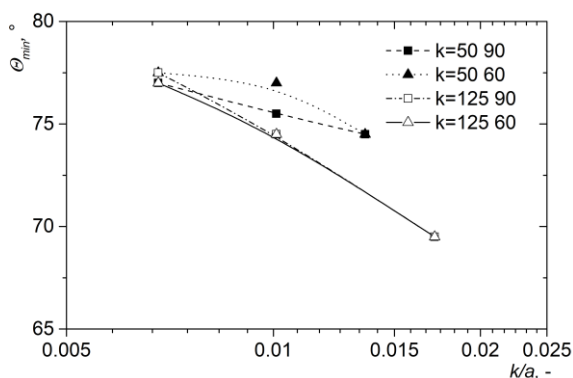
4. VÝSLEDKY

Podrobné výsledky 3D analýz v nejužší místě chladicí věže jsou popsány v následujících odstavcích. Obrázky 4a - e ukazují sledované parametry definující křivku rozložení vnějšího tlaku na úrovni hrdla chladicí věže opatřené žebry výšky 0,050 m a 0,125 m.

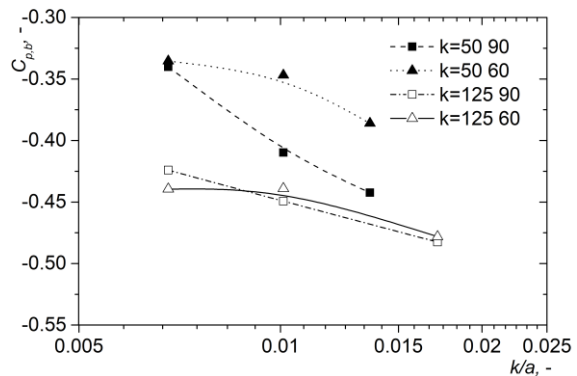
Hodnota koeficientu vnějšího tlaku v bodě stagnace je stejná a téměř rovná 1 pro všechny tvary žeber. Kromě toho je hodnota číselného koeficientu vnějšího tlaku relativně stabilní. Zde se na závětrné straně pohybuje koeficient od 0,3 do 0,5. Součinitel vnějšího tlaku na závětrné straně klesá s nárůstem drsnosti povrchu k/a (obr. 4b). Úhel pro minimální tlakový koeficient φ_{min} byl v jednotlivých simulacích mezi 65° a 80° , jak je znázorněno na obr. 4a. Absolutní hodnota minimálního tlakového koeficientu $C_{p, min}$ má významně klesající trend spolu se zvýšením ekvivalentní drsnosti. Obr. 4d ukazuje, že bod oddělení toku je mezi 95° a 115° a úhel se zmenšuje se zvyšující se drsností. Úhel koeficientu nulového tlaku je mezi 32° a 38° a postupně se zvyšuje se zvyšující se drsností k/a , jak je znázorněno na obr. 14c. Vliv ekvivalentní drsnosti na minimum součinitele vnějšího tlaku lze vidět na obr. 14e.

Vypočítané hodnoty jsou dále porovnány s německým standardem pro konstrukci chladičů věže (VGB BTR, 2017). Výsledky ukazují stejný trend jako VGB kód (VGB BTR, 2017) a 2D analýza. Na rozdíl od 2D analýzy jsou hodnoty více shodné s experimenty a německou normou. Výsledky ukazují vliv poměru k/D , který má vliv na minimální hodnotu tlakového koeficientu. Žebra vysoké výšky 0,125 m účinněji snižují minimální vnější tlak pro stejný poměr k/a . Tyto výsledky jsou v souladu se závěry Pirnera (Pirner, 1982). Větrná žebra s úhlem náběhu $\alpha = 60^\circ$ mají téměř stejnou účinnost jako u úhlu $\alpha = 90^\circ$. Tento výsledek navazuje na výsledek 2D analýzy, kde je zřejmá stejná účinnost pro úhly $\alpha = 75^\circ$ a $\alpha = 90^\circ$.

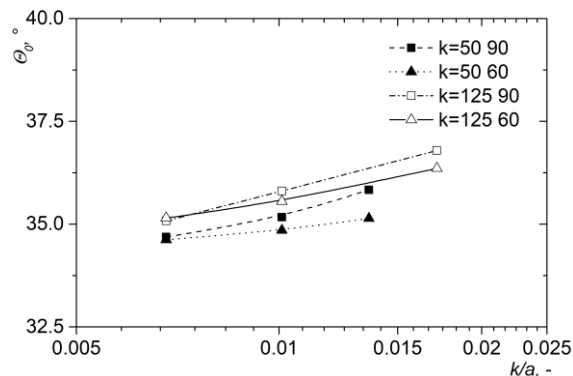
V tabulce 2 je vidět srovnání vypočítaných výsledků s historickými měřeními na věži Weiswiler, Schmehausen a



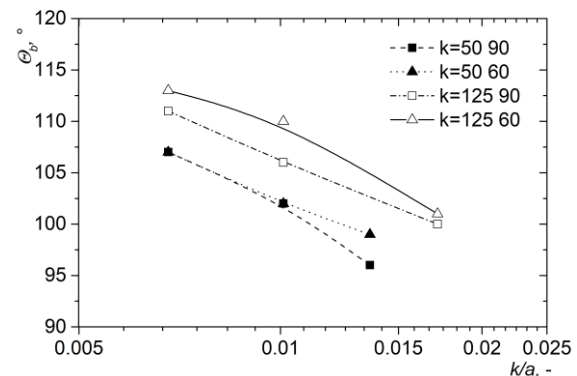
(a) úhel minima součinitele tlaku



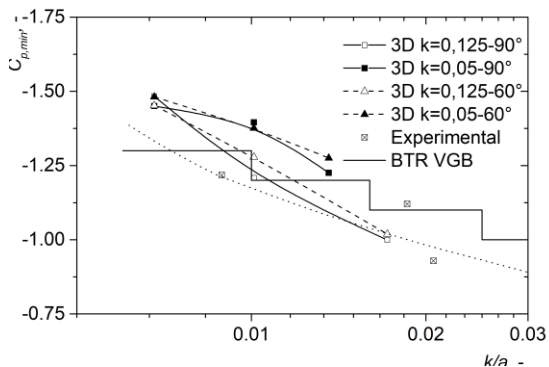
(b) součinitel tlaku na závětrné straně



(c) úhel nulového tlaku



(d) úhel separace proudu



(e) minimum součinitele tlaku

Obrázek 4: Vliv relativní drsnosti pláště na charakteristické parametry

Tabulka 2: Porovnání s měřením na skutečných chladicích věžích

Name	k m	k/a -	$C_{p,min}$ -	θ_{min} °	θ_0 °	θ_b °	$C_{p,b}$ -
Weisweiler tower		0.0065	-1.29	72.90	34.89	104.40	-0.38
Calculated	0.125	0.0068	-1.48	77.50	35.08	111.00	-0.42
	0.050	0.0068	-1.45	77.00	34.69	107.00	-0.34
Martin's Creek tower		0.0220	-1.23	73.80	36.56	111.60	-0.43
Schmehausen tower		0.0230	-1.05	70.20	33.42	116.40	-0.40
Calculated	0.125	0.0172	-1.00	69.50	36.79	100.00	-0.48

Martin's Creek (Sollenberger a Scanlan, 1974). Weisweiler tower lze porovnat s výsledky modelovanými s relativní drsností 0,0068. Výsledky minimálního tlakového koeficientu jsou o 13% menší než dosažené výsledky. Úhel nulového tlaku a separační bod se počítají blíže k závětrné straně. Výsledky měření na věži Martin's Creek a Schlesien tower jsou ve vynikající shodě s vypočtenými výsledky pro relativní drsnost 0,0172. Přesto se úhel oddělení opět posune blíže k závětrné straně. Stručně řečeno, lze dosáhnout dobré dohody s výsledky měření na skutečných strukturách.

5. ZÁVĚR

Výsledky této studie proudění vzduchu kolem chladicí věže vybavené meridionálními větrnými žebry lze shrnout následovně:

Naše vypočítaná analýza ukazuje, že velikost tlakového koeficientu se významně snižuje s rostoucí drsností povrchu. Tato skutečnost podporuje použití žebor na skořepinách velkých chladicích věží. Měření v plném rozsahu odpovídají výsledkům získaným numerickou simulací.

Minimální hodnota tlakového koeficientu závisí jak na ekvivalentní drsnosti k/a , tak na poměru k/D . Výsledky ukazují, že výška žebor hraje klíčovou roli při snižování velikosti maximálního sání. Je nutné věnovat pozornost bezrozměrným parametrům, jako jsou k/a a k/D , když jsou navržena větrná žebra na plášti chladicích věží.

Studie naznačuje, že účinnost meridionálních větrných žebor je zachována, i když je úhlový nápor žebor snížen. Stejně snížení maximálního sání po stranách pláště chladicí věže bylo vypočteno pro úhly náběhu žebor 90 °, 75 ° a 60 °.

Budoucí práce by proto měla zahrnovat hlubší analýzu interferenčního účinku chladicích věží vybavených meridionálními větrnými žebry. Zkoumání možných způsobů, jak snížit negativní tlak větru kolem chladicí věže, jako je změna geometrie vstupu a výstupu z chladicí věže.

PODĚKOVÁNÍ

Príspevek vznikl za finanční podpory Technologické agentury České republiky TA04011743.

Literatura

- Buresti, G. (1981) „The effect of surface roughness on the flow regime around circular cylinders”, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*. Elsevier, 8(1–2), s. 105–114. doi: 10.1016/0167-6105(81)90011-8.
- EN 1991-1-4 (2007) *Eurocode 1: Action on structures - Part 1-4: General actions - Wind loads*.
- Gould, P. L. a Kratzig, W. B. (1999) „Cooling Tower Structures”, in Chen, W.-F. (ed.) *Structural Engineering Handbook*. 1st vyd. New York: CRC Press LLC.
- Güven, O., Farrell, C. a Patel, V. C. (1980) „Surface-roughness effects on the mean flow past circular cylinders”, *Journal of Fluid Mechanics*. Cambridge University Press, 98(4), s. 673–701. doi: 10.1017/S0022112080000341.
- Murakami, S. a Mochida, A. (1995) „On turbulent vortex shedding flow past 2D square cylinder predicted by CFD”, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*. Elsevier, 54–55, s. 191–211. doi: 10.1016/0167-6105(94)00043-D.
- Niemann, H.-J. a Hölscher, N. (1990) „A review of recent experiments on the flow past circular cylinders”, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*. Elsevier, 33(1–2), s. 197–209. doi: 10.1016/0167-6105(90)90035-B.
- Pirner, M. (1982) „Wind pressure fluctuations on a cooling tower”, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*. Elsevier, 10(3), s. 343–360. doi: 10.1016/0167-6105(82)90006-X.
- Pirner, M. (1990) *Aeroelasticity of cylinder loaded by the air stream*. 1. edition. Editoval F. Lávička. Praha: Academia.
- Prabhakar, N. R. (1990) „Wind effects on hyperbolic cooling tower”, in. Bombay: Oxford and IBH publishing CO. PVT. LTD., s. 205–214.
- Sollenberger, N. J. a Scanlan, R. H. (1974) „Pressure-difference measurements across the shell of a full-scale natural draft cooling tower.”, in *Proceedings of the symposium on full-scale measurements of wind effects*. Canada: University of Western Ontario.
- Versteeg, H. a Malalasekera, W. (2018) *An introduction to computational fluid dynamics: the finite volume method / H. K. Versteeg and W. Malalasekera., SERBIULA (sistema Librum 2.0)*.
- VGB BTR (2017) „Structural Design of Cooling Towers”. VGB PowerTech Service GmbH.

VLIV KOMBINOVANÉHO ÚČINKU PŮSOBNÍ VYSOKÉ TEPLoty A VÝBUCHU NA BETONOVÉ PRVKY

*Kateřina Horniková, **

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

ABSTRAKT

Tento článek se zabývá vlivem kombinovaného účinku působení vysoké teploty a výbuchu na betonové konstrukce (cementové kompozity obecně). Volně navazuje na již dříve prezentované experimenty. Článek prezentuje proběhlý experiment a data jím získaná. V rámci experimentu byly zkušební vzorky tří typů materiálu zatíženy působením vysoké teploty (ohřáty v peci na předem danou teplotu) a poté vystaveny blízkému výbuchu. Data získaná z působení vysoké teploty jsou především grafy nárůstu teplot v daných materiálech. Maximální dosažené teploty jsou důležité pro stanovení teplotního pole v prvku, přičemž dané teploty ovlivňují materiálové vlastnosti materiálu. Data získaná po vystavení vzorků výbuchu jsou rychlost odletujících částic z hrany odvrácené výbuchu a rozsah poškození. Na závěr článku jsou uvedena data shrnutá a připravena pro další aplikaci do numerických simulací a vyhodnocení.

KLÍČOVÁ SLOVA

Požár • Výbuch • Vysoké teploty • Cementové kompozity

ABSTRACT

This article deals with the influence of the combined effect of high temperature and blast on concrete structures (cement composites in general). It follows on previously presented experiments. The article presents the experimental measurement and the data obtained by it. In the experiment, test specimens of three types of concrete material were exposed to high temperature (heated in a furnace to a predetermined temperature) and then exposed to a near blast. The data obtained from the action of high temperature are mainly graphs of temperature increase in the specimens. The maximum temperatures reached are important for determining the temperature field in the element, which temperatures affect the material properties of the material. The data obtained after exposure of the blast are the velocity of the particles flying off the edge of the explosion and the extent of the damage. At the end of the article, the data are summarized and prepared for further application in numerical simulations and evaluations.

KEYWORDS

Fire • Blast • High temperature • Cementitious composites

1. ÚVOD

Kombinovaný účinek extrémních zatížení na konstrukce je v reálném životě velice častý. Účinek požáru a výbuchu je možné si představit například v situaci, kdy v budově dojde k požáru a následně k výbuchu tlakových lahví. Opačným případem může být výbuch trhaviny a vzniklá ohnivá koule zapříčiní požár okolních věcí. Jeho studium je tedy důležité a v praxi využitelné.

Kakogiannis et al. (Kakogiannis et al. 2013) prezentuje výsledky analýzy vlivu požáru a následného výbuchu na únosnost železobetonové desky. Jedná se o experimentální program v plném měřítku. Článek se zabývá také zjednodušenou numerickou simulací tohoto experimentu v LS-DYNA, přičemž jako nejsložitější se ukazuje propojení pomalého jevu (oheň postupně mění vlastnosti daného prvku) a jevu extrémně rychlého (výbuch mění prvek a jeho vlastnosti v řádu milisekund). Výsledným řešením tohoto problému je nutná předchozí analýza změny materiálových vlastností při vystavení vysoké teplotě. Zhai et al. (Zhai et al. 2016) prezentuje výsledky experimentu v plném měřítku při kterém byly železobetonové nosníky vystaveny požáru a následnému výbuchu. Oproti výše uvedenému experimentu nebyly nosníky vystaveny přímo působícímu požáru, ale byly ohřáty v peci dle teplotní křivky ISO834 po dobu 90 a 120 minut Ruan et al. (Ruan et al. 2015) a Fang et al. (Fang et al. 2015) se zabývají numerickými simulacemi vlivu požáru a výbuchu na konstrukce. Články se zabývají validací dat z proběhlých experimentů, přičemž se zaměřuje především na účinky prostupu tepla daným prvkem. Štefan et al. (Štefan et al. 2016) prezentuje data z experimentu, při kterém byly železobetonové panely nejprve vystaveny blízkému výbuchu a poté jednostrannému působení vysoké teploty po dobu 135 minut. Štefan et al. (Štefan et al. 2019) navazuje na uvedený experiment nástrojem pro numerické vyhodnocení poškození daného prvku.

Studium vlivu kombinovaného účinku požáru a výbuchu na betonové konstrukce zatím není příliš rozšířené a to především s ohledem na použitý materiál, jehož vlastnosti

* Školitel: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

se mohou velice lišit. Tento problém není takový u ocelových konstrukcí. Nejspíše také proto, proběhlo daleko více experimentů právě na ocelových konstrukcích.

Liew (Liew 2008) se se zaměřil na odolnost ocelových rámových konstrukcí již před více než dvanácti lety. Prezentuje výsledky různých numerických přístupů přičemž motivací pro tyto studie byly události spojené s 11. zářím a zřícením ocelobetonové konstrukce World Trade Center. Forni et al. (Forni et al. 2017) a Vasilchenko et al. (Vasilchenko et al. 2019) se zabývají vlivem požáru a výbuchu na ocelové sloupy.

2. EXPERIMENTÁLNÍ PROGRAM

Cílem experimentu bylo stanovit odezvu cementových kompozitů vůči kombinovanému účinku zatížení požárem (simulovaného působením vysoké teploty) a následným výbuchem. To vše s ohledem na použitý materiál.

V rámci experimentálního měření, byly zkušební vzorky vystaveny působení vysokých teplot a následnému výbuchu. Pro možnost porovnání vlivu požáru na daný prvek / materiál, byla jedna sada vystavena pouze výbuchu a jedna sada vysoké teplotě a následnému výbuchu.

Použité materiály a velikosti zkušebních vzorků jsou popsány v následujících kapitolách. Stejně tak tomu je s popisem konkrétních experimentů.

2.1. Testované materiály

V rámci experimentu byly testovány následující materiály:

- Běžný beton C30/37 – označení C
- UHPFRC – označení U
- Isover beton – označení S (beton s příměsí drti z minerálních vláken)

2.2. Zkušební vzorky

Pro každý materiál bylo vyrobeno 11 zkušebních vzorků. O rozměrech 300 x 300 x 60 mm (dále jen dlaždice) byly rozděleny do tří skupin. První skupina, vždy 3 kusy ze sady, nebyly vystaveny vysoké teplotě. Druhá skupina, vždy 4 kusy ze sady, byly vystaveny vysoké teplotě ze všech stran (byly umístěny přímo do zkušební pece). Poslední skupina, vždy čtyři kusy ze sady, byly vystaveny vysoké teplotě pouze z jedné straně (vzorky byly umístěny ve stěně zkušební pece), přičemž do jednoho vzorku od každého materiálu byly při výrobě zabetonovány termočlánky tak, aby bylo možné zaznamenávat nárůst teploty prvku v průběhu ohřevu.

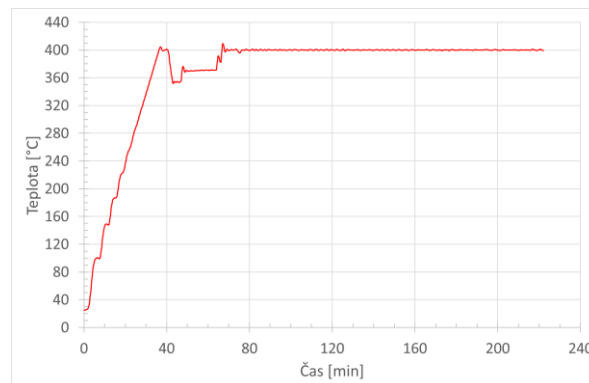
3. VYSTAVENÍ VYSOKÝM TEPLOTÁM

3.1. Průběh zkoušky

V srpnu 2019 proběhla zkouška, při které byla vybraná zkušební tělesa vystavena působením vysoké teploty. Pro tento experiment byla využita certifikovaná plynová pec zkušebny Avaps. Jedná se o zařízení s možností nastavení libovolné teplotní křivky. Zkušební pec je ohřívána osmi plynovými

hořáky a teplota v ní je monitorována pomocí dvanácti termočlánků.

V tomto případě bylo ideální zatěžování nastaveno na rychlost ohřevu 10°C / min až po dosažení teploty 400°C. Poté byla tato teplota v peci udržována po dobu 3 hodin. Skutečná teplotní křivka je znázorněna na Obrázek 1.



Obrázek 1 Skutečná teplotní křivka experimentu

Pro tuto zkoušku byly voleny dva typy umístění zkušebních vzorků. Do stěny zkušební pece byly osazeny vždy 4 vzorky 300x300x60 mm (dlaždice) z každé sady. Stěna byla vyzděna ze standardních zdících prvků Ytong a vzorky byly upevněny za pomoci požárně odolné pěny. Vždy v jednom vzorku z každé sady materiálů bylo umístěno pět termočlánků. Ty byly ve vzdálenost 0, 10, 20, 30 a 50 mm od ohřívané hrany vzorku. Tyto termočlánky zaznamenávaly rychlost prohřátí vzorku. Z neohřívané strany byly vzorky zaizolovány dvěma vrstvami minerální vaty tloušťky 30 mm.

Zbýlé vzorky byly umístěny přímo do zkušební pece. Vždy do jednoho vzorku od každého materiálu, byl umístěn do středu izolovaný termočlánek. Ten zaznamenával průběh nárůstu teploty v tělese, které bylo ohříváno ze všech stran. Pohled na rozmístěné vzorky a zkušební pec je znázorněn na Obrázek 3 a Obrázek 2.

Všechny zkušební vzorky byly před i po zkoušce zváženy a změřeny aby bylo možné zjistit rozsah změn a poškození daných vzorků. Po úplném vychladnutí byly vzorky zabaleny do folie, aby neabsorbovaly vzdušnou vlhkost.



Obrázek 2 Pohled na uzavřenou pec a zkušební vzorky

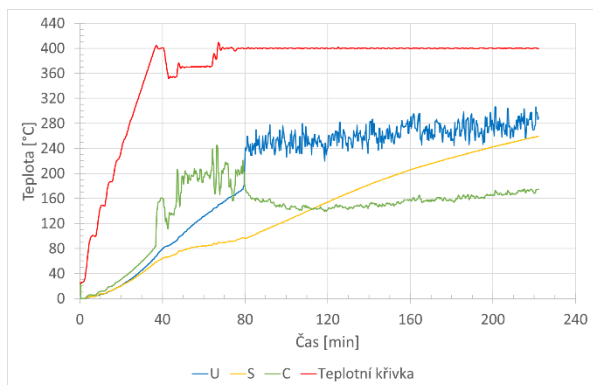


Obrázek 3 Rozmístění vzorků ve zkušební peci

V průběhu zkoušky byly některé vzorky poškozeny. Konkrétně 3ks dlaždic z materiálu U, 1ks dlaždic z materiálu S, 2ks dlaždic materiálu C.

3.2. Výsledky

Na Obrázek 4 je znázorněn průběh teplot ve zkušebních vzorcích, umístěných v peci. Výsledná data jsou vždy hodnoty získané přímo z daného termočlánku. Na grafu je patrná skoková změna teploty v čase 79,5 min. V tomto okamžiku došlo k poškození zkušebního vzorku z materiálu U. Ten zároveň ovlivnil sousední vzorky (materiál S a materiál C). Oba vzorky převrhl a zkušební vzorek z materiálu C rovněž porušil. Zároveň došlo k pohybu termočlánků a tím i k znehodnocení dalších výsledků. Nárůst teploty do tohoto času je tedy relevantní a lze výsledné hodnoty dále využít. Další teploty se jeví jako orientační. Maximální teploty vzorků před poškozením ($t=79,5$ min) jsou uvedeny v Tabulka 1.

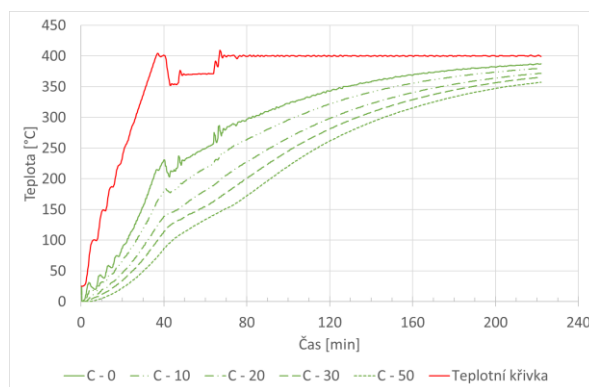


Obrázek 4 Změna teploty ve vzorcích umístěných uvnitř pece

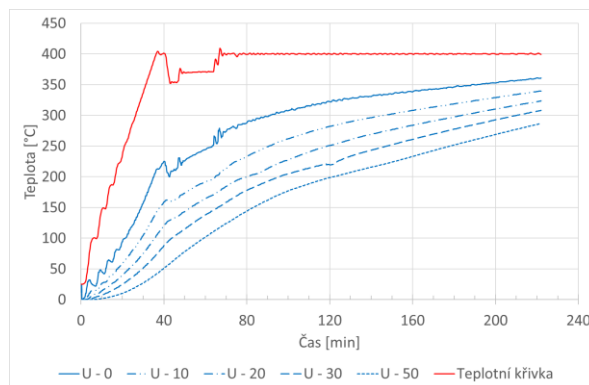
Tabulka 1 Maximální teplota ve vzorcích před poškozením

	U	S	C
teplota [°]	179,7	97,0	202,7

Na Obrázek 5 - Obrázek 7 jsou znázorněny průběhy teplot v prvcích ze všech tří zkoumaných materiálů. Vzorky byly vystaveny působící teplotě pouze z jedné strany a teplota byla měřena v pěti úrovních. Uvedené grafy znázorňují teploty a je tak možné porovnat, nárůsty teplot v různých vzdálenostech od ohřívajícího povrchu. Zároveň je určena maximální teplota, které vzorek v dané vzdálenosti dosáhl. To ovlivňuje mimo jiné také jeho materiálové vlastnosti.

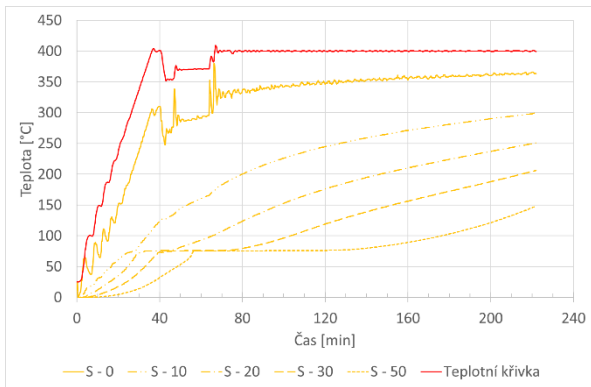


Obrázek 5 Změna teploty ve vzorku ve stěně pece – materiál C, číslo za označením čáry značí vzdálenost termočlánku od ohřívajícího povrchu

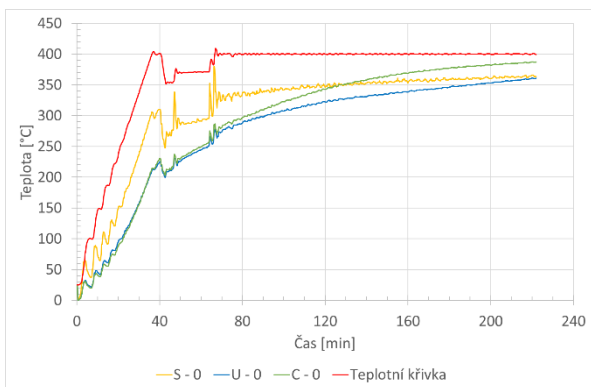


Obrázek 6 Změna teploty ve vzorku ve stěně pece – materiál U, číslo za označením čáry značí vzdálenost termočlánku od ohřívajícího povrchu

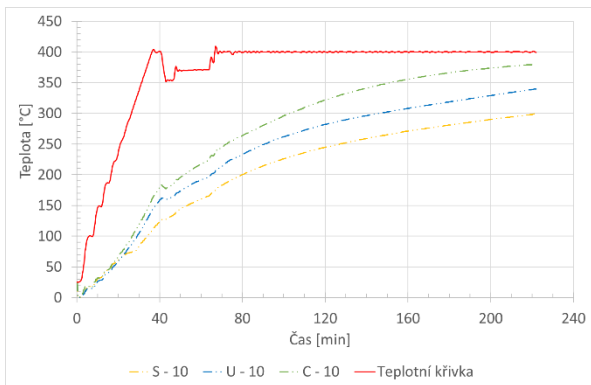
Na Obrázek 8 – Obrázek 12 jsou uvedeny průběhy teplot v jednotlivých vzorcích (materiálech) pro danou vzdálenost od ohřívajícího povrchu. Z grafů je možné vyčíst maximální teplotu, které zkušební tělesa dosáhla v jednotlivých vrstvách. Tyto teploty jsou také uvedeny v Tabulka 2. Ve všech případech bylo dosaženo nejvyšší teploty ve vzorku z materiálu C. Přímou na ohřívající povrchu byla nejnižší teplota změřena na vzorku materiálu U. V ostatních případech pak nejnižší teplota byla změřena na vzorcích materiálu S.



Obrázek 7 Změna teploty ve vzorku ve stěně pece – materiál S, číslo za označením čáry značí vzdálenost termočlánku od ohřívajícího povrchu



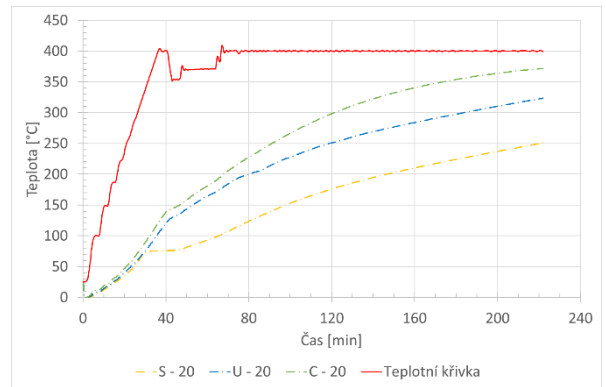
Obrázek 8 Změna teploty ve vzorku – ohřívající povrch



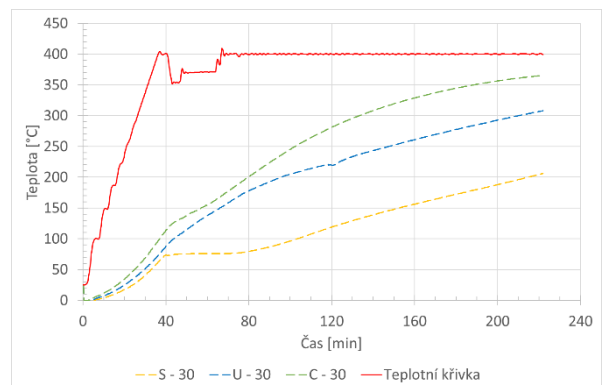
Obrázek 9 Změna teploty ve vzorku - 10 mm od ohřívajícího povrchu

Tabulka 2 Maximální dosažená teplota ve vzorcích v daných vzdálenostech

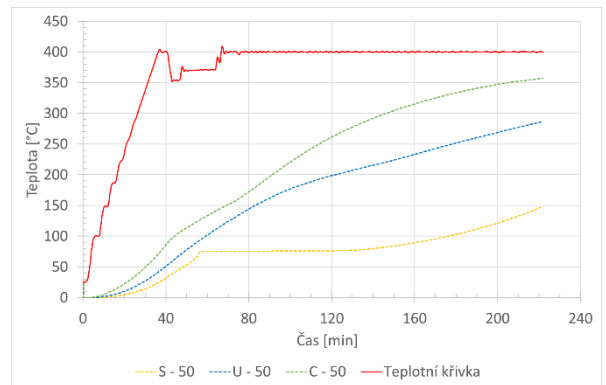
	0 mm	10 mm	20 mm	30 mm	50 mm
C	387°C	380°C	372°C	365°C	357°C
S	380°C	299°C	251°C	206°C	149°C
U	361°C	340°C	324°C	308°C	287°C



Obrázek 10 Změna teploty ve vzorku - 20 mm od ohřívajícího povrchu



Obrázek 11 Změna teploty ve vzorku - 30 mm od ohřívajícího povrchu



Obrázek 12 Změna teploty ve vzorku - 50 mm od ohřívajícího povrchu

4. VYSTAVENÍ VÝBUCHU

4.1. Průběh zkoušky

Zkoušky byly provedeny na třech skupinách vzorků – vzorky, které nebyly vystaveny vysoké teplotě, vzorky vystavené působení teploty z jedné strany a vzorky vystavené působení teploty ze všech stran.

Uspořádání experimentu je znázorněno na Obrázek 13. Zkoušený vzorek byl připevněn k ocelové konstrukci tak, aby bylo zabráněno jeho pohybu. Na něj byla umístěna nálož

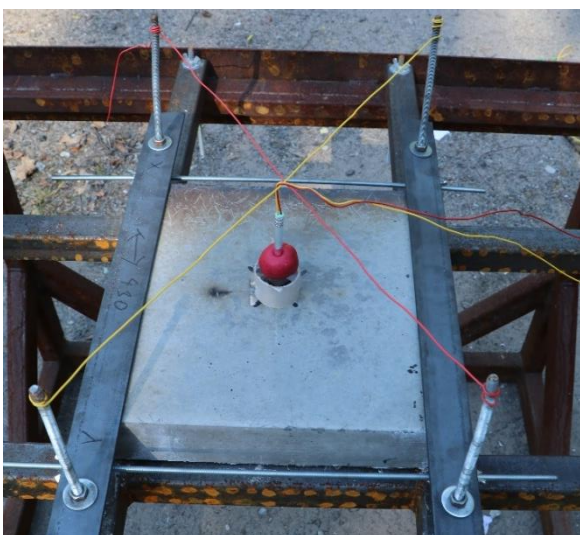
o hmotnosti 40 g (průměr 37 mm) a vzdálenosti 30 mm od spodního okraje nálože. Umístění výbušniny znázorňuje Obrázek 14. Distanc výbušniny byl zajištěn díky papírové ruliče s tenkou plastovou destičkou.

Zkušební tělesa, která byla vystavena požáru pouze z jedné strany, byla vystavena výbuchu z té stejné strany. U ostatních vzorků nehrála strana, na kterou byla nálož umístěna, žádnou roli.

V průběhu výbuchu byla měřena rychlost pohybu spodního povrchu vzorku (respektive odletujících částic). Toto měření bylo zajištěno díky měření Photonic doppler velocimetry.



Obrázek 13 Uspořádání zkoušky - umístění vzorku

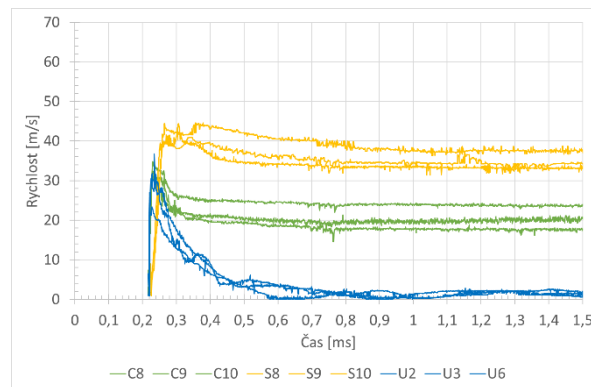


Obrázek 14 Uspořádání zkoušky - umístění nálože

Výsledky získané touto zkouškou jsou rychlosti odletujících částic na straně odvrácené výbuchu.

4.2. Výsledky

Na Obrázek 15 jsou uvedeny všechny hodnoty průběhu rychlostí odvráceného povrchu, které byly změřeny na vzorcích, které nebyly vystaveny působení vysoké teploty.



Obrázek 15 Rychlost odvráceného povrchu vzorku – vzorky bez ohřevu

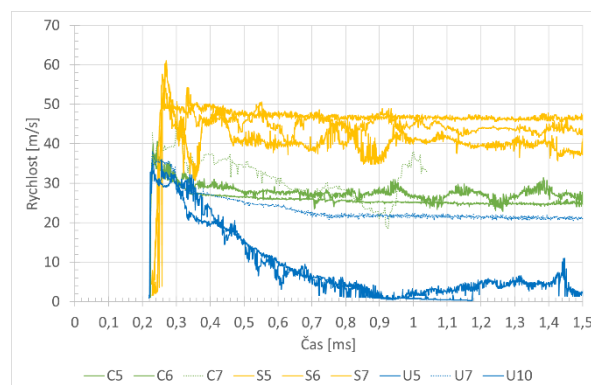
Z uvedených výsledků vyplývá, že nejvyšší rychlost odletujících částic byla změřena pro vzorky materiálu S. Naopak nejnižší rychlost úlomků byla změřena na zkušebních vzorcích materiálu U.

Hodnoty maximálních průměrných rychlostí pro jednotlivé materiály jsou uvedeny v Tabulka 3. Je zde také uveden čas, ve kterém bylo této rychlosti dosaženo a rozdíl časů mezi počátkem pohybu a maximální rychlostí.

Tabulka 3 Maximální rychlost odvráceného povrchu - vzorky bez ohřevu

Vzorky bez ohřevu			
	rychlost [m/s]	čas [ms]	Δt [ms]
C	32,63	0,2307	0,0131
S	41,39	0,2687	0,0459
U	28,33	0,2291	0,0115

Na Obrázek 16 jsou uvedeny všechny hodnoty průběhu rychlostí odvráceného povrchu, které byly změřeny na prvcích, které byly vystaveny působící teplotě z jedné strany.



Obrázek 16 Rychlost odvráceného povrchu vzorku – vzorky ve stěně

Z uvedených výsledků tedy vyplývá, že nejvyšší rychlost odletujících částic byla změřena pro vzorky materiálu S.

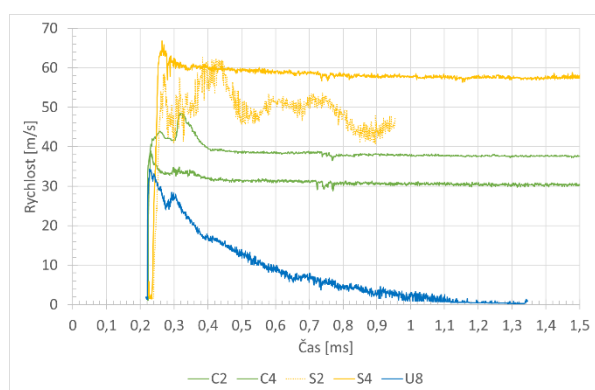
Naopak nejnižší rychlost úlomků byla změřena na zkušebních vzorcích materiálu U.

Hodnoty maximálních průměrných rychlostí pro jednotlivé materiály jsou uvedeny v Tabulka 4. Je zde také uveden čas, ve kterém bylo této rychlosti dosaženo a rozdíl časů mezi počátkem pohybu a maximální rychlostí.

Tabulka 4 Maximální rychlost odvráceného povrchu - vzorky ve stěně

	Vzorky ve stěně		
	rychlost [m/s]	čas [ms]	Δt [ms]
C	38,00	0,2306	0,0098
S	55,48	0,2649	0,0352
U	34,33	0,2290	0,0098

Na Obrázek 17 jsou uvedeny všechny hodnoty průběhu rychlostí odvráceného povrchu, které byly změřeny na prvcích, které byly vystaveny působící teplotě ze všech stran.



Obrázek 17 Rychlost odvráceného povrchu vzorku – vzorky v peci

Z uvedených výsledků tedy vyplývá, že nejvyšší rychlost spodního povrchu (potažmo odletujících částic) byla změřena pro vzorky materiálu S. Naopak nejnižší rychlost úlomků byla změřena na zkušebních vzorcích materiálu U.

Hodnoty maximálních průměrných rychlostí pro jednotlivé materiály jsou uvedeny v Tabulka 5. Je zde také uveden čas, ve kterém bylo této rychlosti dosaženo a rozdíl časů mezi počátkem pohybu a maximální rychlostí.

Tabulka 5 Maximální rychlost odvráceného povrchu - vzorky v peci

	Vzorky v peci		
	rychlost [m/s]	čas [ms]	Δt [ms]
C	39,36	0,2339	0,0139
S	66,76	0,2646	0,0426
U	34,33	0,2277	0,0107

5. SHRNUTÍ

Článek prezentuje proběhlý experimentální program zaměřený na stanovení vlivu kombinovaného účinku požáru a výbuchu na betonové prvky. V rámci experimentu byly zkušební vzorky vystaveny působení vysoké teploty a následně blízkému výbuchu. Výše jsou prezentovány výsledné grafy nárůstu teplot v daných materiálech a rychlost odletujících částic ze strany odvrácené výbuchu. Pro stanovení přesných závěrů je nutný experimentální program dále doplnit o numerické simulace a další studování dat jakými jsou úbytky hmotnosti, změny materiálových vlastností při daných teplotách a rozsah porušení vzorků po výbuchu.

PODĚKOVÁNÍ

Príspevek vznikl za finanční podpory SGS20/040/OHK1/1T/11, Českého Vysokého učení technického v Praze.

Reference

- Kakogiannis, D., Pascualena, F., Reymen, B., Pyl, L., Ndambi, J. M., Segers, E., ... & Krauthammer, T. (2013). Blast performance of reinforced concrete hollow core slabs in combination with fire: Numerical and experimental assessment. *Fire Safety Journal*, 57, 69-82.
- Zhai, C., Chen, L., Xiang, H., & Fang, Q. (2016). Experimental and numerical investigation into RC beams subjected to blast after exposure to fire. *International Journal of Impact Engineering*, 97, 29-45.
- Ruan, Z., Chen, L., & Fang, Q. (2015). Numerical investigation into dynamic responses of RC columns subjected for fire and blast. *Journal of Loss Prevention in the Process Industries*, 34, 10-21.
- Fang, Q., Zhao, J., Chen, L., & Li, D. (2015). Numerical prediction of fire resistance of RC beam subjected to blast and fire. *J. Tianjin Univ.(Science and Technology)*, 21, 1-7.
- Štefan, R., & Foglar, M. (2019, August). Visualization and analysis of concrete specimens damage after fire and blast experiments. In *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering* (Vol. 596, No. 1, p. 012040). IOP Publishing.
- Štefan, R., Foglar, M. & Hájek, R. (2016). Experimentální analýzy strpných panelů z různých druhů betonu vystavených výbuchu a následnému požáru. In *Beton TKS*.
- Liew, J. R. (2008). Survivability of steel frame structures subject to blast and fire. *Journal of Constructional Steel Research*, 64(7-8), 854-866.
- Forni, D., Chiaia, B., & Cadoni, E. (2017). Blast effects on steel columns under fire conditions. *Journal of Constructional Steel Research*, 136, 1-10.
- Vasilchenko, A., Doronin, E., Ivanov, B., & Konoval, V. (2019). Effect of residual deformation of a steel column on its fire resistance under combined exposure" explosion-fire". In *Materials Science Forum* (Vol. 968, pp. 288-293). Trans Tech Publications Ltd.

CALCULATION TOOL FOR REINFORCED CONCRETE RETAINING WALL ANALYSIS AND ASSESSMENT

Alena Horská *

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

ABSTRAKT

Byl vytvořen výpočetní nástroj pro analýzu a posouzení železobetonové úhlové opěrné stěny v prostředí Excel. Uživatelé tohoto výpočetního nástroje je k dispozici široká nabídka parametrů k nastavení geometrie úhlové stěny, charakteristik a úrovní zemin v blízkosti konstrukce, hladiny vody, materiálu konstrukce i zeminy a zatížení. Všechny nastavitelné parametry jsou pro jednoduchost popsány v panelu komentářů, v němž jsou uvedené rovněž rovnice použité ve výpočtu. Výstupem analýzy je posudek posunutí a překlopení stěny, únosnosti základové spáry a rozhodující vnitřní síly pro následný návrh a posouzení vyztužení konstrukce. Postup výpočtu je proveden dle Eurokódu. Výpočetní nástroj poskytuje výsledky pro odvodněné i neodvodněné podmínky. Konstrukce je posouzena pro tři návrhové situace. Tento článek popisuje zmíněný výpočetní nástroj a ukazuje šíři jeho uplatnění.

KLÍČOVÁ SLOVA

Úhlová opěrná stěna • Analýza konstrukce

ABSTRACT

A calculation tool for reinforced concrete retaining wall analysis and assessment was prepared in Excel spreadsheet environment. The user of the calculation tool is able to set wide range of parameters describing the geometry of the wall, the soil and water conditions and levels, material characteristics of both the wall and soil and loading. For convenience of the user, all the input parameters are described and explained in the comment panel as well as the formulas used in the analysis. The calculation output includes assessment of wall slide, overturn and bearing of the underbase soil. Decisive internal forces of the structure are calculated for their further use in reinforced concrete assessment. The methodology used for the analysis is in line with Eurocode. Both drained and undrained conditions of the soil are considered, and three loading scenarios are assessed. This article describes the calculation tool, and shows its abilities and range of use.

KEYWORDS

Retaining wall • Structural analysis

1. INTRODUCTION

The price, low variety in input parameters and obscurity in calculation methods are the three handicaps that commercial software products for structural analysis often have. For that reason, in many cases, it is worth creating own calculation tool, and avoiding incorrect input or misinterpretation of output of the analysis. Such tool was created for the analysis of reinforced concrete retaining wall in Excel spreadsheet environment. The spreadsheet environment is undemanding on software, enables the user to check and truly understand the processes used in the analysis, and is easy for editing when it comes to possible changes in the methodology.

2. USER INTERFACE

The user has access to the „input“ tab, where all the parameters are to be set. For the convenience of the user, the parameters are described and explained in the comment panel and summarized in the schematic sketch of the structure, see Figure 1. The actual geometry is also plotted to obtain graphic visualization of the specific measures that are set.

The mid-steps of the calculation are visible to the user in twenty-eight processing tabs of the spreadsheet, but are frozen to prevent their editing.

The output of the analysis along with the assessment and summary of the input setting are presented in the „print“ tab which is condensed into seven printable pages summarizing the assignment and results.

To avoid illogical or incorrect setting, the spreadsheet marks the wrongly set parameters with an alert. In the comment panel, an explanation of how to set the parameters correctly can be found.

3. LOADING SCENARIOS

Three loading scenarios are considered in the calculation tool:

- Flood – water level on one side of the wall reaches its maximal possible level
- General – any condition of soil, water and loading can be set
- Dry – the structure is not affected by water level from any side

* Supervisor: prof. Ing. Alena Kohoutková, CSc., FEng.

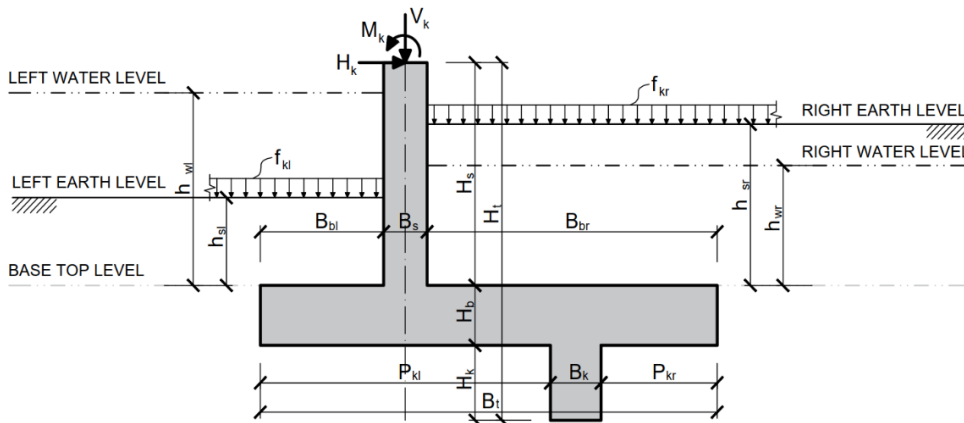


Figure 1: Analyzed structure of a retaining wall - geometry and loading.

3.1. Flood Loading Scenario

This loading scenario was the impulse for creation of the spreadsheet, as one of the most commonly used commercial software (called a benchmark software further in the text) was not able to fully cover this area.

In real application, it often happens that a retaining wall has permanent function of carrying an elevated earth level from one side, but the the water source is located on the other side of the wall, so, when the flood comes, the driving and resisting side of the wall switch, moving also the overturn point, see Figures 2 and 3.

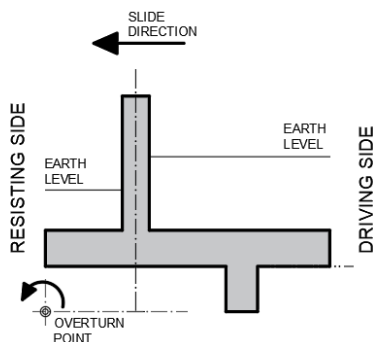


Figure 2: Driving and resisting side for normal conditions

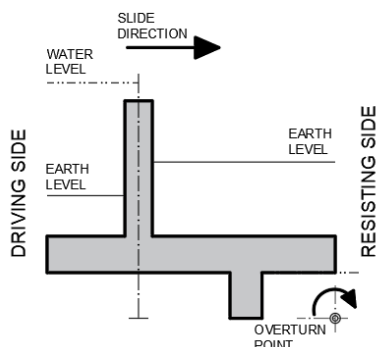


Figure 3: Driving and resisting side for flood scenario

The benchmark software was not able to simulate this situation in one model, as it has fixed overturn point. It does not reflect the fact, that in normal conditions the driving side is where the dominant earth load is, but for extreme flood, the water load from the other side of the wall may prevail and change the polarity of driving/resisting side.

The proposed calculation tool is able to cover both these scenarios in one setting. It recognizes the driving and resisting side for both of these cases, places the overturn point.

In the flood loading scenario, it is also possible to set the overtopping, that considers possible overspill over the top of the wall as additional loading.

3.1. General Loading Scenario

This loading scenario enables the user to set normal conditions for the retaining wall, and is also flexible to set any user-chosen conditions that may occur to the structure.

Unlike the benchmark software, as well as in case of flood scenario, the spreadsheet decides what side of the wall is driving/resisting based on the given input, and appropriately assigns correct safety factors. This brings much more flexibility into the analysis. It also eliminates the possibility of user-induced error, as the user does not have to decide what side of the wall is driving/resisting, which can be difficult for some geometrical and loading conditions.

3.1. Dry loading Scenario

As the water levels set for the general loading scenario may drop in time, this loading scenario should not be omitted. The geometry, ground levels and loading of the structure would remain the same as in general loading scenario, but the water would no longer affect the structure. Again, in the benchmark software, this would have to be simulated in separate model. The spreadsheet calculation tool does the assessment for dry conditions automatically along the assessment of flood and general loading scenario.

* Supervisor: prof. Ing. Alena Kohoutková, CSc., FEng.

4. INPUT PARAMETERS

4.1. Geometry

The geometry of the retaining wall can be set as it is shown in Figure 1. In case of any accidental inconsistency in the geometry (e.g. the shear key is set outside of the base length), the spreadsheet flashes red alert for the incorrect parameter. For easy check, the actual geometry is plotted.

4.2. Soil and Water Levels

In this section of input tab, any soil and water levels can be set on both sides of the retaining wall.

The flooded side of wall is assigned in this section. The user can choose to set their own value of flood overtopping on the flooded side, or can use the default setting which places the water level 20 cm above the wall top. Also, the user can choose to set their own level of water on the unflooded side, or can use the default setting which places the water level to the lower surface of the base.

How the water uplifts the structure is considered is also set in this section, see Figure 4. Three approaches are commonly used in the analysis of retaining walls. For linear course along the base, the uplift pressure in the left edge of the base corresponds to the water level on the left side of the wall, and the the uplift pressure right edge of the base corresponds to the water level on the right side of the wall. Between these two edges, the course of the uplift is considered linear, and reflects the placement of the shear key.

For constant course of uplift, the linear compound of uplift is neglected. It is assumed that only the fully submerged part of the structure is uplifted.

There is also a third approach – a parabolic course of uplift – however, it is not incorporated in this calculation tool.

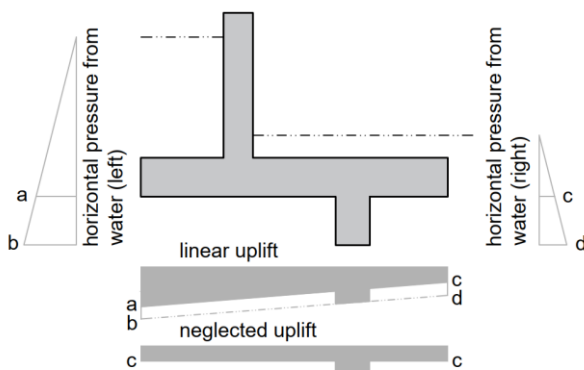


Figure 4: Uplift of the structure

4.3. Loading

In the loading section of the input tab, point loadint of the wall top can be set. Vertical force, horizontal force and moment can

load the wall with any value and polarity. The user can set whether the forces are permanent or variable loading; the spreadsheet automatically assigns correct safety factors for both favourable and unfavourable actions.

Surfaces on both sides of the wall can be loaded by linear surcharge. It also can be considered as permanent or variable loading.

The spreadsheet is designed so that it automatically solves inconsistencies in setting, including the loading. For example, for the flood scenario, it neglects the wall top loading forces, as it is impossible that the wall top would be loaded when overflooded. Or, when the water level is set above ground level on either side, the variable surface surcharge is neglected, as it is illogical to have live load on a surface that is under water.

4.4. Material Parameters

The soil parameters can be set separately on both sides of the wall. The parameters include weight of dry soil, weight of saturated soil, Poisson ratio, effective friction angle, effective cohesion, total cohesion, and adhesion to the structure. For the calculation at rest pressure coefficient, Jaky or Terzaghi theory can be used.

The parameters of the soil under the base are set in this section as well. The bearing capacity of the soil under the base can be set manually by the user, or can be computed by the spradsheet. There is possibility of using granular bedding under the base for increased slide resistance.

The weight of concrete and water are defaultly set.

4.5. Load Scenario Specific Setting

For each loading scenario, the user chooses the type of the horizontal earth pressure (active/passive/at rest) on both sides of the wall. In many cases, it is difficult for the user to decide what type of earth pressure he should use, as it may not be clear which side is driving and which is resisting. For that, the spreadsheet itself recommends what pressure type should be used, based on a calculation of balance of the two sides of the wall. However, it is up to the user if they choose to respect the recommended values.

In the loading scenario specific setting section, it can also be set if the user wishes to lower the ground level on the resisting side by 10% of retained height, as it is recommended in Eurocode.

5. ANALYSIS AND OUTPUTS

The analysis respects Eurocode 7. Design approach DA1 is used, which means that two load combinations are used,

$$CO1 = A1 + M1 + R1 \quad (1)$$

$$CO2 = A2 + M2 + R1 \quad (2)$$

* Supervisor: prof. Ing. Alena Kohoutková, CSc., FEng.

where CO1/2 is set of factors used in combination 1/2; A1/2 are factors for load actions 1/2; M1/2 are factors for material parameters 1/2; and R1 are factors for resistance.

The spreadsheet cells with the Eurocode factors are marked as recommended to be kept default. However, they are not locked, so the user can adjust the factor in case they need to use a different code.

The analysis is provided for both drained and undrained conditions. It is up to the user to choose which case applies to their assignment.

Three major assessments are performed by the calculation tool:

- Slide stability – it is assessed that the horizontal driving forces are sufficiently balanced by resisting forces so that the structure does not slide on the formation level
- Overturn stability – it is assessed that the driving forces are sufficiently balanced by resisting forces so that the structure does not overturn about its edges
- Bearing capacity – it is assessed that the bearing capacity of the soil under the base is sufficient so that it can resist the vertical pressure from the structure

In addition, the extreme values of internal forces (normal force, shear force, bending moment) in all structural parts are calculated, so that they can be used for design of reinforcement of the concrete retaining wall.

6. SUMMARY

A calculation tool was created for the analysis of a retaining wall structure.

The proposed tool provides user friendly environment allowing wide range of parameters and conditions to be set. The user is guided by descriptions in a comment panel, explaining the input parameters and processes of the analysis. The spreadsheet environment makes the tool very approachable for any user. All mid-steps of the analysis are locked to avoid accidental overtyping, but are visible to the user, making the whole calculation clear and understandable. The results are summarized in a compact printable tab.

The outcomes of the calculation are the assessment of the slide and overturn of the retaining wall, assessment of the loading bear capacity of the soil under the base, and calculation of decisive internal forces for reinforcement design.

One of the strong features of the proposed calculation tool is its applicability in universal geometrical and loading conditions. This is achieved through deciding algorithm of what side of the wall is driving (i.e. dominant in a sense of prevailing effects of load) and what side is resisting. Very often, it is not clear from the geometry and loading conditions what would be the direction of slide of the retaining wall, or where the overturn point is placed. However, that is crucial for the correct composition of the assessment equation, and correct assignment of the safety factors to loading values. The proposed spreadsheet tool was designed to be able to recognize the driving/resisting side of the wall and, therefore, is universal in geometry and loading setting with no demand on the user to make any unsubstantiated presumptions.

The analysis is performed in line with Eurocode 7. Three loading scenarios are considered – flood, general conditions and dry conditions. The analysis is provided for both drained and undrained conditions.

ACKNOWLEDGEMENTS

The financial support of grant project SGS20/041/OHK1/1T/11 is acknowledged. The calculation tool was prepared within Geotechnic and Tunnels department of Mott MacDonald. Professional support of the Geotechnic and Tunnel team gratefully appreciated.

References

- EN 1997-1:2004. Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules. 2004.
- CIRIA The International Levee Handbook; CIRIA: London, 2013.
- Pickles, A.; Sandham, P. Application of Eurocode 7 to the design of flood embankments; CIRIA, 2014.
- Guide to Retaining Wall Design; The Government of the Hong Kong; Hong Kong, 2017.

* Supervisor: prof. Ing. Alena Kohoutková, CSc., FEng.

NUMERICKÉ MODELOVÁNÍ UHPFRC DESEK VYSTAVENÝCH KONTAKTNÍMU A BLÍZKÉMU VÝBUCHU

Ondřej Janota, *

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

ABSTRAKT

Předmětem tohoto příspěvku je shrnutí získaných poznatků na poli numerického modelování z dvou experimentů zaměřených na stanovení výbuchové odolnosti prvků z vysokohodnotného drákovbetonu (dále UHPFRC). V rámci obou na sobě nezávislých experimentů, bylo sledováno chování UHPFRC desek při zatížení jak kontaktním, tak blízkým výbuchem. I přes původní snahu nebylo možné, vzhledem k charakteru zatížení, detailně zachytit chování prvků přímo během zatížení výbuchem. Pro tento účel byly vytvořeny numerické výpočetní modely, na kterých bylo možné simulovat a následně vyhodnotit chování prvku během výbuchu. Numerické modely byly vytvořeny se třemi variantami simulace výbuchu. Tyto varianty byly mezi sebou porovnány a následně vybrána nejvýstižnější. Dále byla na základě porovnání výsledků numerických modelů s výsledky experimentů byla posouzena výstižnost modelů. Výsledky ukazují, že je možné obecně simulovat jednotlivé děje (šíření trhlín, kumulace napětí, poškození prvků) pomocí numerických modelů. Nicméně při porovnání experimentu a numerických modelů z hlediska exaktně měřených veličin se výsledky rozcházejí.

KLÍČOVÁ SLOVA

Výbuchová odolnost • UHPFRC desky • numerické modely • trhliny

ABSTRACT

This paper presents achievements in the field of the numerical simulation of the fibre reinforced concrete (FRC) and ultra-high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC). The numerical simulations were performed to verify results of two experimental programmes focused on the blast resistance of FRC and UHPFRC. The response of the FRC and UHPFRC slabs to the contact and near-field blast was studied in these two experiments. As the detail behaviour of specimens could not be observed because of the blast load, the numerical models were prepared. The accuracy of the numerical models was evaluated based on the comparison of numerical and experimental results. Different approaches for blast simulation were tested and compared. The results indicate that the various phenomena (e.g. overpressure propagation, stress cumulation,

crack propagation and damage extend) can be successfully simulated. However, the comparison of the soffit velocity, measured with the PDV unit and numerical model showed shortcomings of the numerical model. These numerical model inaccuracies are discussed and their reasons presented.

KEYWORDS

Blast resistance • UHPFRC slabs • numerical models • cracks

1. ÚVOD

V minulých letech byla provedena série experimentů provedených v rámci několika výzkumných programů. Cílem těchto experimentů bylo získání vhledu do problematiky chování železobetonových a drákovbetonových prvků při zatížení výbuchem. V rámci první série byly vyzkoušeny desky o rozměrech 6,0 x 1,5 m a tloušťce 0,3 m. Vzorky byly vyztuženy jak pomocí rozptýlené výztuže, tak běžně používaných betonových prutů. Do některých desek byly přidány prvky, zvyšující heterogenitu prvku a simulující princip sendvičové konstrukce. Vzhledem k rozsahu těchto experimentů, které byly provedeny jako full-scale experimenty, a jejich finanční náročnosti, bylo přistoupeno k vytvoření numerických modelů, které měly ověřit získané výsledky. V rámci těchto modelů byla vyvinuta metodika pro modelování kontaktního výbuchu, interakce betonu a betonářské výztuže. Dále byly vytvořeny modely ve snaze zohlednit prvky zvyšující heterogenitu.

Druhý experiment vznikl ve spolupráci Českého vysokého učení v Praze a LAFARGE Centre de Recherche. V rámci experimentu byly vyzkoušeny dvě směsi UHPFRC s rozdílnými vlastnostmi v tahu a tlaku a stanovena jejich výbuchová odolnost. Znalosti získané během numerických simulací vzorků ze série prvotních experimentů byly následně použity pro vytvoření přesnějších numerických modelů v rámci druhého experimentu.

Kompletní výsledky jednotlivých experimentů budou publikovány samostatně.

2. NUMERICKÉ MODELOVÁNÍ VÝBUCHU

Jak již bylo řečeno v úvodu, numerické modelování experimentů zabývajících se výbuchem má pomocí detailně pochopit děje, které ve zkoušených vzorcích probíhají. Při

* Školitel: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

úspěšné numerické simulaci je pak možné variovat různé materiálové modely a okrajové podmínky a porovnat výsledky. V současné době není možné simulovat zatížení výbuchem v běžně používaných softwarech a je potřeba využít specializovaných softwarů, které jsou schopny simulovat jak chování běžných materiálů při zatížení výbuchem, tak obsáhnout chování plynů a energetických materiálů. Mezi tyto softwary patří program LS-DYNA, který je hojně používán pro výpočet nelineárních úloh závislých na čase a simulaci rychlých jevů a byl použit pro vytvoření numerických modelů v případě obou experimentů. Pro správnou implementaci numerického modelu jsou pak hlavní dva faktory. Prvním faktorem je materiálový model, který je schopný zohlednit chování betonu/drátkobetonu při zatížení rychlými jevy (materiálové zpevnění a změkčení; strain rate effects a s ním spojený dynamický faktor zvyšující pevnost materiálu při zatížení rychlými jevy). Druhým faktorem je pak samotná definice zatížení výbuchem a jeho síla.

2.1. Materiálový model

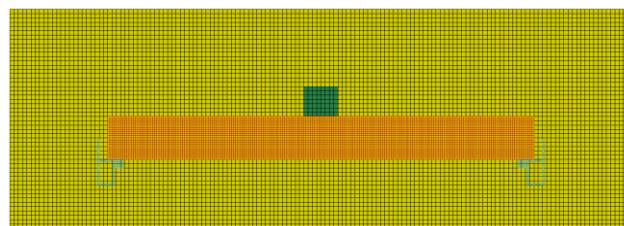
Vzhledem ke komplexnosti úlohy nejsou běžně používané materiálové modely dostačující. Ze stanovení správného materiálového modelu se tak stává jedna z nejsložitějších úloh při vytváření numerického modelu. V rámci programu LS-DYNA je dostupná knihovna materiálových modelů, která obsahuje více možností, jak simulovat chování betonu. Společným problémem všech dostupných materiálových modelů fakt, že všechny byly vyvinuty pro simulaci prostého betonu a jejich adaptace na chování drátkobetonu je velmi problematická nebo dokonce nemožná. Hojně používaným materiálovým modelem pro tyto účely je materiálový model MAT72_Rel3 [1], [2], [3]. MAT72_Rel3 je definován pomocí tří plastických povrchů a stavové rovnice, zajišťující zohlednění výše uvedených jevů. Matematický popis stavové rovnice a jednotlivých povrchů je pro uživatele dostupný a je možné jejich definice modifikovat. V kombinaci s dalšími vstupními parametry je otevřenost modelu jedním z hlavních faktorů proč je tento materiál používán pro simulace drátkobetonu. V případě vývoje vlastního materiálového modelu se nabízejí dvě možnosti.

Pro běžně používané betony je možné nechat programem vygenerovat jednotlivé parametry na základě požadované pevnosti betonu. Získané parametry následně modifikovat tak, aby tahové chování materiálového modelu odpovídalo drátkobetonu nebo UHPC/UHPFRC. Druhou možností je vlastní definice všech parametrů. Vzhledem k počtu těchto parametrů je pro jejich přesné stanovení nutné provést značné množství zkoušek, které nejsou běžně používány (jednoosé tahové zkoušky, tříosé tlakové zkoušky pro různé velikosti tlaku).

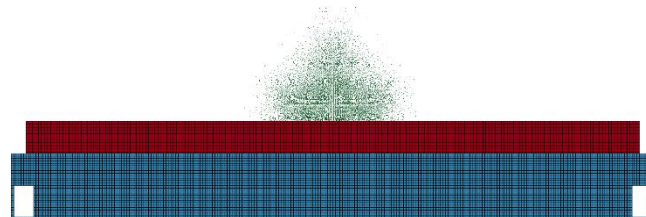
2.2. Zatížení výbuchem

Software LS-DYNA umožňuje využít hned několik přístupů pro modelování výbuchu a jím vytvořené zatížení (tlakovou vlnu). Použitelnost jednotlivých metod je detailně popsána v [4]. V případě kontaktního a velmi blízkého výbuchu jsou použitelné tři metody. První možností je použít Lagrangian –

Eulerianovskou (ALE) síť prvků, viz. Obr. 1. V rámci této sítě se Eulerovské prvky volně pohybují v Lagrangiovské síti. Tato metoda je schopná simulovat chování plynů a materiálů s velkou deformací. Do této sítě je pak přidána druhá síť, která tvoří samotný vzorek UHPFRC desky a interaguje s Eulerovskými prvky. Výhodou této metody je možnost sledovat šíření výbuštiny a velikosti přetlakové vlny, možnost volby materiálového modelu výbuštiny a její stavové rovnice. Nevýhodou je pak zejména nutnost vytvoření domény, která simuluje vzduch okolo testovaného vzorku a závislost výsledku na zvoleném tvaru Lagrangiovské sítě. Tato doména je potřeba pro správné šíření tlakové vlny a rozpínání výbuštiny. Existence dvou sítí vedena na výrazné navýšení potřebného výpočtového času. Druhý přístup využívá takzvané meshless metody [5] (Smoothed particle hydrodynamice, SPH). Výbuštnina není modelována pomocí prvkové sítě, ale pomocí částic, viz. Obr. 2. Jednotlivé částice jsou svázány materiálovým modelem, stavovou rovnicí a dále jejich vzdáleností. Zatížení je na panel přeneseno kolizí jednotlivých částic s testovaným vzorkem. Výhodou tohoto přístupu je snížení výpočetní náročnosti a výpočtového času, absence sekundární sítě simulující okolní vzduch a tvarová variabilita výbuštiny. Nevýhodou je pak závislost výsledného zatížení na celkovém počtu částic a v případě nižšího počtu částic viditelná diskretizace zatížení. Třetí přístup umožňující modelování výbuchu v programu LS-DYNA, je využití vnitřního mechanismu nazvaného PARTICLE BLAST METHOD (PBM). Tato metoda je velmi podobná s druhým přístupem. Výbuštnina je nahrazena systémem částic, které reprezentují ideální plyn a chovají se podle Newtonových pohybových zákonů [6]. Výhodou této metodiky je její snadné použití a velmi malá výpočtová náročnost. V implementaci stačí definovat tvar výbuštiny, počet částic simulující výbuštninu a základní parametry materiálu výbuštiny. Nevýhodou je pak nemožnost stanovit vlastní stavovou rovnici a omezená možnost definice materiálových vlastností výbuštiny.



Obrázek 1: Model ALE s prvky - dvě samostatné sítě pro vzduch s výbušninou a panel.



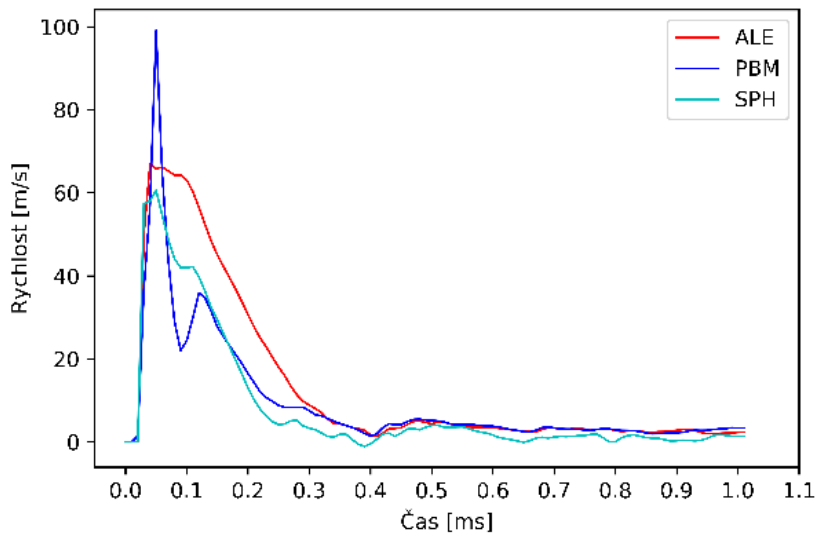
Obrázek 2: (normálně): Model SHP – výbuštnina je simulována pomocí částic.

3. VÝSTIŽNOST NUMERICKÝCH MODELŮ

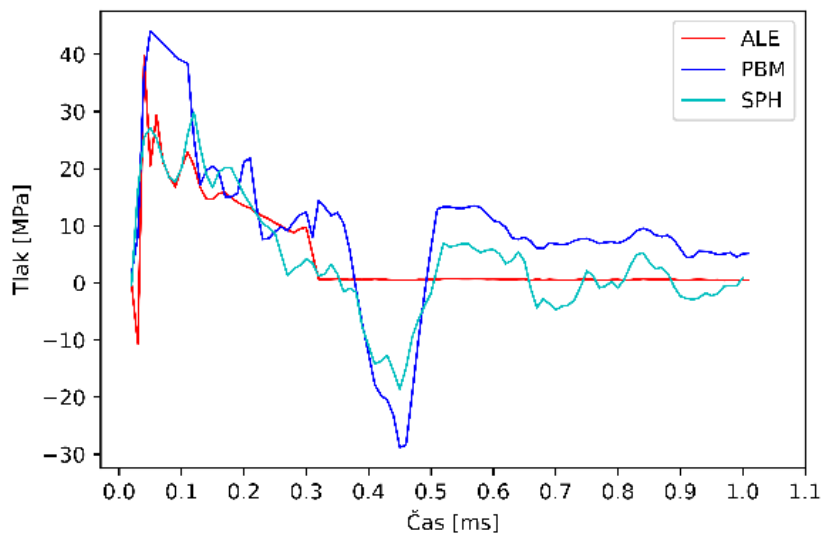
3.1. Porovnání výbuchových metod

Porovnání jednotlivých metod bylo provedeno na základě získaných výsledků měření průběhu přetlakové vlny na spodní straně vzorku a rychlosti spodního povrchu testovaného vzorku viz Obr. 3 a Obr. 4. Výsledky ukazují na velmi dobrou shodu mezi jednotlivými metodami. V případě zrychlení spodního povrchu se rozdíl mezi metodou ALE a SPH pohybuje do 10 %. Výraznější rozdíl je zřetelný v případě

metody PBM kde je dosaženo o cca 40 % větší maximální rychlosti. Následně se, rychlost sníží obdobné hodnoty jako v případě ALE a SPH metody. Průběh tlaku na spodním povrchu testovaném vzorku je stejně jako v případě rychlosti povrchu obdobný pro všechny tři přístupy. Z výsledku je zřetelné, že rozdíl mezi jednotlivými přístupy je minimální a metody mohou být považovány za rovnocenné. Bez experimentálního měření dané výbušniny, ale není možné stanovit přesnost metod z hlediska výsledného zatížení na testované vzorky.



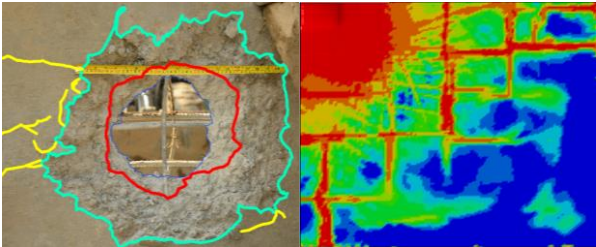
Obrázek 3: Rychlosti spodního povrchu desky.



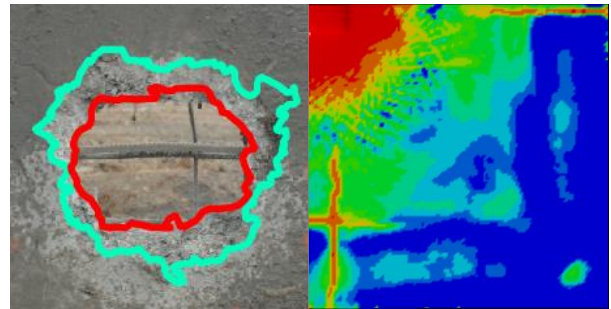
Obrázek 4: Průběh napětí na spodním povrchu desky.

3.2. Poškození desek

Jedním z parametrů, které byly sledovány v rámci stanovení výbuchové odolnosti UHPFRC prvků byl rozsah poškození kontaktní a odvrácené strany a hloubka porušení. U testovaných desek je rozsah poškození jasně měřitelný a definovaný. V případě numerických modelů je poškození závislé na zvoleném materiálovém modelu. V případě materiálu MAT72_Rel3 není poškození materiálu definováno. Obecně se tedy pro stanovení poškození nejčastěji používá materiálový parametr „Effective Plastic Strain, který na základě přetvoření a napětí stanovuje polohu mezi jednotlivými plochami plasticity. Obr. 5 a Obr. 6 zobrazují rozdíl poškození mezi FRC a UHPFRC vzorkem doplněné o betonářskou výztuž. Na numerických výsledcích je jasně patrný rozdíl ve velikosti poškození a systému trhlin na povrch. V případě FRC vzorku s nižší pevností dochází ke vzniku trhlin v rastru betonářské výztuže vlivem kumulace napětí okolo výztuže. V případě UHPFRC vzorku tyto trhliny nevznikají, beton je schopen vzniklé napětí přenést bez vzniku trhlin.



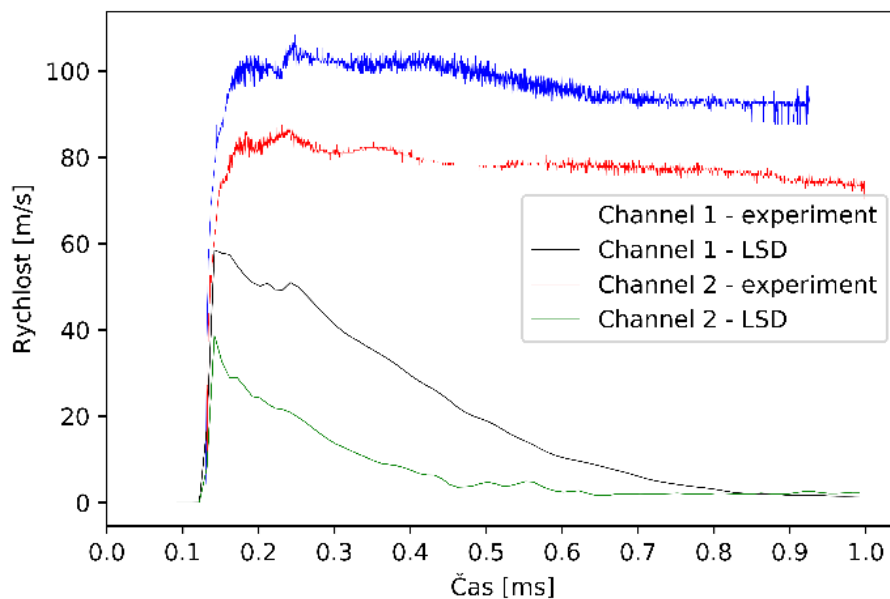
Obrázek 5: Porovnání poškození kontaktního povrchu – vzorek s pevností 72,3 MPa



Obrázek 6: Porovnání poškození kontaktního povrchu – vzorek s pevností 127,1 MPa.

3.3. Rychlost spodního povrchu

Obr. 7 zobrazuje porovnání experimentálních a numerických výsledků průběhu rychlosti spodního povrchu UHPFRC desky zatížené výbuchem u které došlo k průrazu. V případě numerického modelu nelze namodelovat fragmentaci vzorku. Po proběhnutí počáteční akcelerace spodního povrchu nedojde k utržení měřeného místa a ustálení rychlosti, ale k deceleraci měřeného místa až na nulovou rychlost. Při porovnání dosažené maximální rychlosti po proběhnutí počáteční akcelerace není v numerickém modelu dosaženo stejných hodnot jako v případě experimentálního měření.



Obrázek 7: Rychlost spodního povrchu desky zatížené výbuchem.

4. ZÁVĚR

V rámci vytváření numerických modelů byly sledovány a porovnány tři různé přístupy pro modelování výbuchu v programu LS-DYNA. Výsledky ukazují, že i přes odlišnou definici výbušniny a mechanismu šíření výbuchu, jsou přístupy rovnocenné. Porovnání experimentálních a numerických výsledků ukazuje na výstižnost numerických modelů v případě výsledného poškození a šíření trhlin. Výsledky jsou však zatížené nemožností simulovat fragmentaci vzorku a nejasnou definicí poškození. V případě porovnání exaktně měřené veličiny, rychlost spodního povrchu, vykazuje numerický model značné nedostatky. Průběh počáteční akcelerace je totožný s experimentálními výsledky, ale v numerickém modelu je není dosaženo stejné maximální rychlost. Následující průběh rychlosti spodního povrchu je zcela nevýstižný. Rozdíl je opět způsoben nemožností zohlednit fragmentaci vzorku v numerickém modelu. Pro další zpřesnění numerického modelu je nutné jasně stanovit zatížení, které působí na daný vzorek. V případě znalosti tohoto zatížení je možné rozlišit, zda je simulace výbuchu v programu dostatečně přesná nebo zda je nutné dále upravit materiálový model zkoušeného vzorku, který je odvozen na základě statických zkoušek a nemusí přesně vystihovat materiálové chování při zatížení výbuchem.

PODEKOVÁNÍ

Tento příspěvek vznikl za finanční podpory České grantové agentury v rámci projektu číslo 17-23067S „Charakterizace chování betonu vystaveného výbuchu a následnému požáru“ a Studentské grantové soutěže ČVUT v rámci projektu Studium vlastností cementových kompozitů vystavených kombinovanému zatížení výbuchem a následným požárem.

LITERATÚRA

- [1] SCHWER, L. E., MALVAR L.J., Simplified Concrete Modeling with *MAT_CONCRETE_DAMAGE_REL3 [online]. 2005.
- [2] MALVAR L.J., CRAWFOR, J.E, WESEVICJ, J.W. and SIMONS, D. A new concrete material model for DYNA36, Karagozian and Case. Report No. TR94-14.3, 1994
- [3] MARKOVICH N., KOCHAIV E., BEHN-DOR G. Calibration of a Concrete Damage Material Model in LS-DYNA for a Wide Range of Concrete Strengths, Protective Technologies Research and Development Center, Finite Elements in Analysis and Design, Volume 47, Issue 11, 1280-1290 (2011)
- [4] HILDING D., Methods for Modelling Air Blast on Structure in LS-DYNA, Nordic LS-DYNA Users' Conference 2016
- [5] XU J., WANG J., Interaction Methods for the SPH Parts (Multiphase Flows, Solid Bodies) in LS-DYNA, 13th International LS-DYNA Users Conference.
- [6] TENG H., WANG J., Particle Blast Method (PBM) for Simulation of Blast Loading, 13th International LS-DYNA Users Conference.

METODA ZRALOSTI – PRINCIP, KALIBRACE, POUŽITÍ A PŘESNOST

Pavel Kasal, *

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

ABSTRAKT

Tento příspěvek se zabývá praktickým použitím metody zralosti de Vree, zejména provedením kalibrace, přesností určování pevnosti v tlaku betonu touto metodou a rozsahem jejího použití. Vzhledem k tomu, že metoda zralosti se v české literatuře téměř nevyskytuje, tak velká část příspěvku je věnována výkladu teoretických principů metody. V příspěvku jsou uvedeny tři prováděné zkoušky přesnosti z odlišných provozů a států. Hlavním cílem příspěvku je podrobnější seznámení s metodou zralosti a získání představy o možné přesnosti. Tento příspěvek se zabývá následujícími otázkami. Jak se provádí kalibrace? K čemu je možné kalibrační přímku použít? Jaká jsou její omezení a přesnost?

KLÍČOVÁ SLOVA

Beton raného stáří • Pevnost v tlaku • Metoda zralosti • Kalibrační přímka • Validace

ABSTRACT

This paper deals with the practical use of the maturity method DeVree. The procedure of calibration, the accuracy of estimated compressive strength value, and limitations of the method are presented. Due to the lack of data about this method in Czech literature, theoretical principles of the method are shown in large part of the paper. Three tests of accuracy are presented from different settings and regions. The main goal of this paper is the detailed introduction of the maturity method and a clear picture of possible accuracy. The paper deals with the following questions. How to perform calibration? What is the possible use of a calibration curve? What are the limitations and accuracy?

KEYWORDS

Early-age concrete • Compressive strength • Maturity method • Calibration line • Validation

1. ÚVOD

Metoda zralosti, jejíž základy vznikly již v 50. letech minulého století, umožňuje výpočtem stanovit hodnoty pevnosti v tlaku u betonu raného stáří. Princip výpočtu využívá předpoklad, že

pevnost v tlaku je funkcí zralosti, tedy času a teplotní historie. Pro její použití je nejdříve třeba provedení kalibrace pro konkrétní betonovou směs, dále měření a záznam času a teploty betonu od momentu uložení čerstvého betonu do bednění. Na základě měřených dat a předem provedené kalibrace je předpovídána hodnota pevnosti betonu v tlaku. [1; 2]

Úspěšné provedení kalibrace pro určitou betonovou směs a minimalizace změn ve složení betonové směsi je důležitým předpokladem pro spolehlivé použití metody zralosti.

Tento příspěvek se zabývá následujícími otázkami. Jak se taková kalibrace provádí? K čemu je možné kalibrační přímku použít? Jaká jsou její omezení a přesnost?

2. KALIBRACE

Cílem kalibrace je získání vztahu mezi zralostí a pevností v tlaku betonu raného stáří. Zralost betonu je možné snadno spočítat na základě snadno měřitelných dat (teploty a času) a pevnost v tlaku je jedna z klíčových vlastností, kterou chceme zjistit.

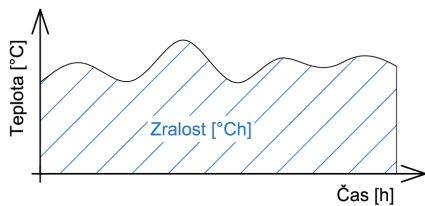
Postup kalibrace je nutné předem stanovit s ohledem na to, pro jaký účel bude metoda zralosti použita (optimální odbedňování, předpínání, apod.). Pro účel použití se stanoví cílová hodnota pevnosti, ke které se kalibrace bude provádět, tedy například pro optimální odbedňování stropů 70% hodnoty pevnosti po 28 dnech.

2.1. Provedení

Kalibrace se provádí v laboratoři pomocí minimálně pěti vytvořených standardních zkušebních vzorků z betonové směsi, která bude použita na staveništi. Po zhotovení zkušebních vzorků se v pravidelných intervalech měří jejich teplota a je postupně dle stanoveného rozvrhu destruktivně zkoušena jejich pevnost v tlaku pomocí lisu. Z naměřeného průběhu teploty v čase je možné pro každou zkušební krychli spočítat zralost v době provádění destruktivní zkoušky pevnosti v tlaku a přiřadit ji k výsledné pevnosti z lisu.

Výpočet zralosti se provádí například pomocí vzorce (1), pro názornost si lze zjednodušeně zralost představit jako integrál křivky průběhu teploty v čase (obrázek 1) od uložení betonu – vytvoření vzorku.

* Školitel: prof. Ing. Jan L. Víték, CSc., FEng.

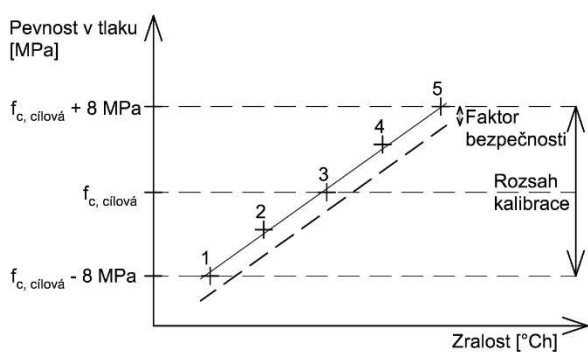


Obrázek 1: Schématické znázornění výpočtu zralosti

Na základě vypočtených zralostí a destruktivně stanovených pevností zkušebních těles je možné za pomoci lineární regrese vynést regresní přímku (obrázek 2 – plná čára), která je obvykle posunuta v grafu směrem dolů o faktor bezpečnosti. S ohledem na možné odchylky měření teploty a možné nepřesnosti v kalibraci se zavádí zmíněný faktor bezpečnosti, který minimalizuje riziko, že stanovená metodou pevnost bude vyšší než skutečná pevnost. Hodnota faktoru bezpečnosti je podrobně popsána v holandské normě NEN 5970, tuto hodnotu lze navýšit dalšími bezpečnostními přírážkami. V běžných projektech s použitím běžných betonových směsí se pohybuje faktor bezpečnosti v rozsahu 2,5 – 3 MPa. Výsledkem kalibrace je kalibrační přímkou (obrázek 2 – čárkovaná čára) zakreslená v grafu, kde na svislé ose je pevnost v tlaku a na vodorovné ose je v logaritmickém měřítku zralost. Jedná se tedy o zmíněný vztah mezi pevností v tlaku a zralostí. [3]

Kalibrace musí být provedena pro všechny konkrétní betonové směsi, u kterých bude používána metoda zralosti pro stanovení pevností v tlaku. Jak již bylo zmíněno, kalibrace se také provádí vždy pro konkrétní cílovou hodnotu, tedy pro hodnotu pevnosti, kterou je nutno dosáhnout pro zahájení kritických operací jako například: odbedňování, předpínání, posun šplhacího bednění, zatížení konstrukce a další. V ideálním případě by měl kalibrační rozsah pokrýt oblast pevností ± 8 MPa od cílové pevnosti (obrázek 2) pro zajištění přesnosti výsledku právě v blízkém okolí cílové pevnosti. [3]

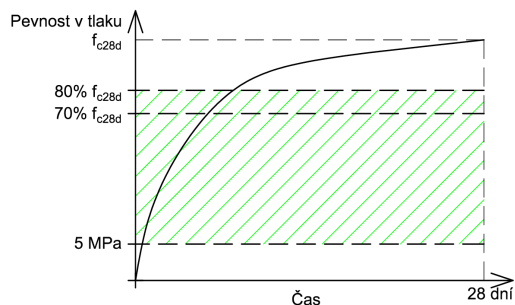
Složení betonové směsi nesmí být po kalibraci měněno.



Obrázek 2: Kalibrační čára a ideální rozsah kalibrace

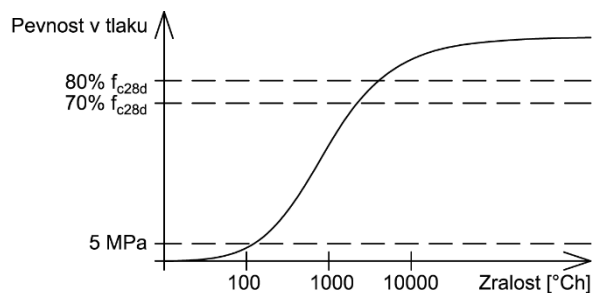
2.2. Rozsah použití

Metoda zralosti se používá pro stanovení pevností pouze v případě betonu raného stáří. Za beton raného stáří se běžně považuje beton do 14 dnů od uložení do bednění. Rozsah použití metody zralosti je vhodné definovat přesněji (obrázek 3).



Obrázek 3: Rozsah možného použití metody zralosti

Nejnižší hodnotou pevnosti, která je možná stanovovat pomocí této metody je cca 5 MPa. Horní hranice je 70% (za jistých podmínek zpravidla i 80%) hodnoty pevnosti po 28 dnech. Obrázek 4 zorazuje vztah pevnosti v tlaku betonu a zralosti, zralost na vodorovné ose je v logaritmickém měřítku. Zmíněné limity vyplývají ze vztahu pevnosti v tlaku betonu a zralosti, který popisuje křivka, ale v případě metody zralosti je určitý interval aproximován přímkou. Dolní hranici použitelnosti omezuje také zmíněný nutný rozsah v kombinaci s minimální pevností (přibližně 3 MPa), kdy lze bez problému provést zkoušku pevnosti v tlaku na lisu.



Obrázek 4: Vztah pevnosti v tlaku betonu a zralosti

2.3. Použitá metoda

Jednou z používaných metod zralosti je metoda De Vree označována také jako vážená zralost, která byla vyvinuta v roce 1970 v Holandsku a dále upravena do nynější podoby v roce 1979. Metoda De Vree i princip jejího výpočtu je podobný vůbec první používané metodě zralosti Nurse–Saul, ale její výsledky jsou přesnější díky zahrnutí teplotní citlivosti cementu. Tato metoda je vhodná k praktickému použití vzhledem k přesnosti a jednoduchosti, proto je také často používána v Evropě. Výpočet vážené zralosti se provádí dle následujícího vzorce. [1; 4]

$$M_w = \sum_0^t \frac{10(C^{0,17-1,245} - C^{-2,245})}{\ln C} \Delta t \quad (1)$$

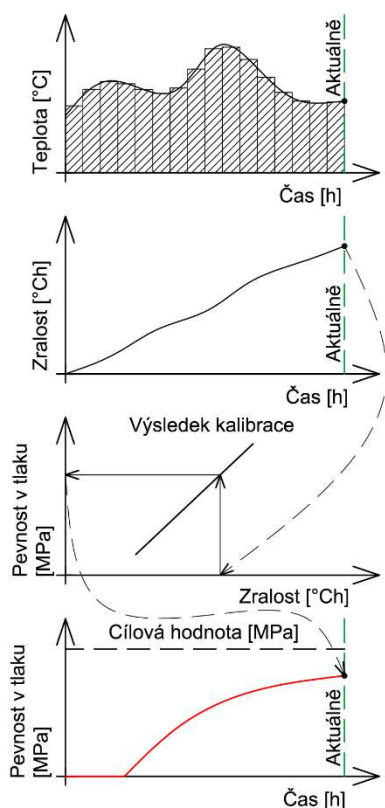
M_w	vážená zralost [°Ch]
T	průměrná teplota [°C]
C	C-konstanta cementu [-]
Δt	časový interval [h]

Konstanta C zahrnuje citlivost cementu vzhledem k teplotě. Tato konstanta se stanovuje experimentálně podle postupu uvedeného v holandské normě NEN 5970,

obvykle je možné získat hodnotu této konstanty od dodavatele betonu. Hodnoty této konstanty se pohybují přibližně v rozsahu 1,15 – 1,65. Nízká hodnota znamená nízkou teplotní citlivost, která je typická například pro beton s portlandským cementem. [1; 4]

3. POUŽITÍ

Metoda zralosti lze po provedení kalibrace konkrétní betonové směsi použít pro stanovení pevnosti v tlaku betonu raného stáří. K tomu je zpravidla využíván některý z komerčních systémů měření. Princip stanovení pevnosti v tlaku betonu popisuje obrázek 5.



Obrázek 5: Princip stanovení pevnosti betonu v tlaku metodou zralosti

Měřicí zařízení (sensor), který je součástí systému měření, provádí záznam teploty betonu v čase. Z průběhu teploty lze vypočítat zralost (dle vzorce 1) ve schématu (obrázek 5) je zralost zjednodušeně naznačena jako postupná akumulace průměrných teplot v jednotlivých hodinách. Ze zralosti pomocí kalibrační křivky lze získat aktuální pevnost betonu v tlaku.

3.1. Další možné využití

Metoda zralosti se používá i ve výpočetních programech, ve kterých se provádí simulace zrání betonu. Tyto simulace se uplatní například při výpočtech zaměřených na eliminaci vzniku trhlin a využívají se zejména u složitých a rozsáhlých projektů masivních konstrukcí. [1]

Druhou, ve stavební praxi častěji využívanou aplikací, je již zmíněné stanovení pevnosti betonu v tlaku během výstavby. Nejedná se pouze o stanovování pevnosti v tlaku u právě zrajícího betonu. Pomocí kalibrační přímky a odhadu teploty betonu v nadcházejících hodinách lze také předpovědět čas, kdy bude dosažena cílová hodnota pevnosti. Díky kalibraci lze také snadno porovnat výkonnost kalibrovaných betonových směsí během různých teplotních scénářů.

3.2. Systém měření

Jedním z komerčních systémů, který umožňuje monitorování pevnosti v tlaku betonu a byl použit i pro měření uvedená níže, je systém Concremate. Tento systém je založený na metodě zralosti, ve většině případech se jedná konkrétně o metodu DeVree, ale je možné ho použít i s jinými metodami (Nurse-Saul či Arrhenius).

Hlavními součástmi systému Concremate jsou senzor a webový portál. Senzor provádí záznam teploty v čase a odesílá zaznamenaná data na server, kde dochází k vyhodnocení dat – výpočtu pevnosti betonu v tlaku (viz kapitola 3). Uživatel má tak na webovém portálu v reálném čase k těmto datům přístup prostřednictvím počítače či chytrého telefonu odkudkoliv.

K usnadnění kalibrace tento systém používá kalibrační boxy. Jeden kalibrační box (obrázek 7) obsahuje tři izolované formy pro zkušební vzorky. Každý zkušební vzorek je měřen teplotním senzorem a zaznamenaná data jsou odesílána do výpočetního centra. Pro kalibraci se používají dva kalibrační boxy = 6 zkušebních krychlí, 5 dle NEN 5970, jedna záložní. Celý proces kalibrace je prováděn se vzdálenou spoluprací technologů. [3]



Obrázek 6: Osazený stropní senzor na právě uloženém betonu

4. PŘESNOST

Přesnost stanovené hodnoty pevnosti v tlaku metodou zralosti při použití v praxi závisí na následujících faktorech, které jsou dále podrobněji rozebrány:

- použité metodě zralosti,
- kvalitě provedení kalibrace,
- minimalizaci odchylek ve výrobě betonové směsi,
- přesnosti použitých senzorů,
- vhodném umístění senzorů.

Mezi nejčastěji používané metody patří Nurse-Saul, Arrhenius a de Vree. První dvě zmíněné metody jsou více používané v severní Americe a poslední metoda je převážně používána v Evropě. Jak již bylo uvedeno použití metody de Vree je

výhodně kvůli jednoduchosti výpočtu i provedení kalibrace a zároveň poměrně vysoké přesnosti.

Pro kvalitně provedenou kalibraci je třeba dobře naplánovaný kalibrační rozvrh zkoušení krychlí na lisu tak, aby byla cílová hodnota ideálně uprostřed rozsahu kalibrace. Dále je důležité také provedení zkušebních vzorků a to především zhuštění betonové směsi. Nepřesnosti měření jsou v případě použitého systému Concremote redukovány vzhledem k použití kalibračních boxů.



Obrázek 7: Právě vytvořené vzorky v kalibračním boxu

Minimalizace odchylek ve výrobě betonové směsi závisí především na dodavateli betonu a lze ověřit tzv. validací.

Teplotní senzory systému Concremote jsou kalibrovány a dosahují přesnosti ± 1 °C což je pro dané použití optimální.

Vhodné umístění senzoru závisí na klientovi, který systém využívá. Doporučuje se při umístění senzoru zvážit pokrýt nejméně příznivá místa na konstrukci:

- chladné místo (stín, vítr),
- staticky důležité místo (např. střed rozpětí),
- postup betonáže (konec pracovního záběru).

Tato kapitola dále ukazuje přesnost metody zralosti a použitého systému, tedy odchylku vzhledem k hodnotě pevnosti v tlaku zjištěné destruktivně na lisu. Tři uvedené příklady pocházejí z různých zemí (Maďarsko, Česká republika, Rakousko) a z různých provozů. Nejedná se sice o velké množství vzorků, ale lze si na základě těchto tří měření vytvořit představu o přesnosti metody zralosti DeVree a systému Concremote.

4.1. Validace

Validací se ověřuje platnost kalibrace a zároveň slouží pro kontrolu dodavatele betonové směsi, že dodává betonovou směs stejného složení. Cílem validace pro konkrétní betonovou směs bývá zejména kontrola kalibrace s časovým odstupem po určitém intervalu.

Validací lze také ukázat funkčnost a přesnost tohoto systému založeného na metodě zralosti. Postup validace popisuje norma NEN 5790, nicméně důležitější než přesný postup je princip, tedy porovnání hodnoty stanovené metodou zralosti s hodnotou získanou destruktivní metodou. [3]

Při validaci se vytvoří pomocí standardních forem tři zkušební krychle z konkrétní betonové směsi, pro kterou byla provedena kalibrace. Na jedno zkušební těleso se osadí senzor a zbylé dvě se pouze překryjí překližkou. Po dosažení cílové hodnoty se provede destruktivní zkouška všech těles a průměr těchto tří hodnot se porovná s hodnotou, která byla stanovena pomocí metody zralosti. Dále jsou uvedené zmíněné tři příklady validací.

4.2. Validace - bez výrobní odchylky

První uvedená validace byla provedena v rámci školení klienta v maďarském areálu prefy současně s kalibrací. Jejím cílem bylo seznámení klienta s procesem provádění validace a také ukázka přesnosti systému. Zde byl použit beton C50/60 a cílová hodnota, v tomto případě pro předpínání TT nosníků, byla 40 MPa. Z jedné dávky betonu byla provedena jak kalibrace, tak validace. Kalibrační krychle byly uloženy v izolovaných kalibračních boxech a validační krychle v ocelových formách, teploty skladování byly tedy odlišné. Z důvodu průběhu obou procesů najednou bylo zkoušení tří validačních krychlí naplánováno postupně s časovým odstupem a krychle se senzorem byla zkoušena jako poslední. Po dokončení kalibrace a vytvoření kalibrační křivky byla kalibrační křivka zpětně přiřazena k měření validace. Zároveň bylo zjištěno, že poslední zkoušená validační krychle dosahovala hodnoty pevnosti v rozsahu platnosti kalibrace a vykazovala přesně hodnotu cílové pevnosti. Na základě těchto výsledků lze tedy ověřit přesnost metody.

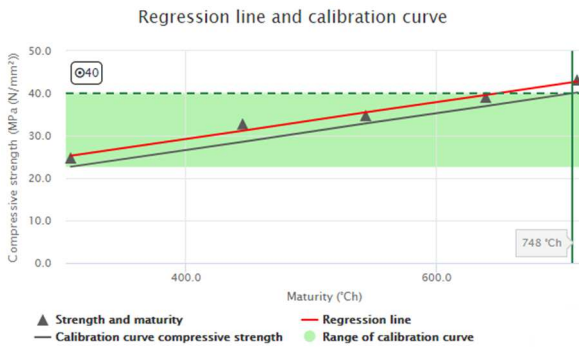
Výsledky jsou následující:

Hodnota dle Concremote:	$f_c = 37,4$ MPa
Výsledky pevnosti z lisu:	$f_c = 40,0$ MPa
Uvažovaný faktor bezpečnosti:	SF = 2,6 MPa

Pokud bychom ale chtěli ověřit detailněji funkčnost systému a metody zralosti, je nutné pracovat i s faktorem bezpečnosti, o který je posunuta kalibrační křivka z důvodu bezpečnosti výsledku. Hodnota stanovená systémem Concremote je tedy v tomto případě snížena o faktor bezpečnosti SF = 2,6 MPa. Po přičtení faktoru bezpečnosti k hodnotě stanovené systémem Concremote dostaneme hodnotu 40,0 MPa, která s přesností na desetinu odpovídá hodnotě z lisu.

Tento příklad ukazuje vysokou přesnost metody zralosti a systému Concremote. Zde se však jednalo o stejnou záměs betonové směsi jak pro kalibraci, tak pro validaci.

Obrázek 8 zobrazuje kalibrační křivku včetně kalibračního rozsahu, který je ohraničen hodnotami 22,7 MPa a 40,2 MPa. V tomto případě se jednalo o velmi „rychlou“ betonovou směs, kde je plánování kalibračního rozvrhu na základě konkrétní specifikace směsi složitější. Je zřejmé, že se nejedná o ideální kalibrační rozsah – zkoušené kalibrační vzorky byly zkoušeny příliš brzy. Nicméně z pohledu lineární regrese se jedná o velmi přesnou kalibraci, protože koeficient determinace je $R^2 = 96,24\%$.



Obrázek 8: Kalibrační křivka z prvního příkladu projektu

4.3. Validace – s výrobní odchylkou

Druhý příklad validace byl proveden u jednoho z projektů v České republice, dle postupu zmíněného v kapitole 4.1. V tomto projektu byl použit beton C25/30 a cílová hodnota pro odbedňování stropních konstrukcí byla 21 MPa. Na rozdíl od prvního příkladu byla validace provedena měsíc po kalibraci. V tomto případě se tedy nejednalo o betonovou směs z jedné záměsi. Výsledky jsou následující:

Hodnota z Concremote (snížena o SF) $f_c = 21,9$ MPa

Výsledky pevnosti z lisu:

Zkušební krychle č. 1 (se senzorem) $f_c = 23,3$ MPa

Zkušební krychle č. 2 $f_c = 24,9$ MPa

Zkušební krychle č. 3 $f_c = 24,4$ MPa

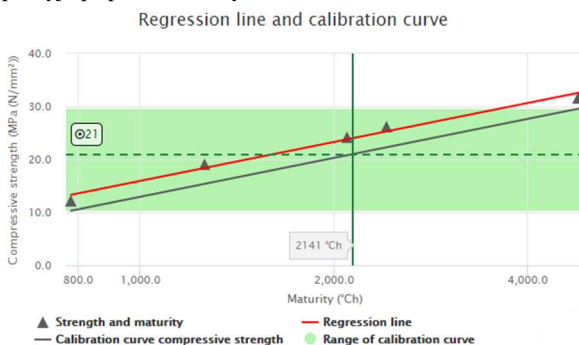
Průměrná hodnota z lisu $f_c = 24,2$ MPa

Rozdíl: $\Delta = 24,2 - 21,9 = 2,3$ MPa (na stranu bezpečnosti)

Uvažovaný faktor bezpečnosti: SF = 3,0 MPa

(bezpečnostní rezerva Concremote)

U tohoto projektu byl faktor bezpečnosti stanoven SF = 3 MPa, tedy hodnota zobrazované pevnosti (21,9 MPa) je vždy o 3 MPa snížena. Po přičtení faktoru bezpečnosti k hodnotě z Concremote se získá skutečná hodnota pevnosti dle metody zralosti bez jakékoliv bezpečnostní rezervy $21,9 + 3 = 24,9$ MPa a porovnáním s průměrnou hodnotou z lisu 24,2 MPa vychází rozdíl 0,7 MPa. To je v praxi zanedbatelná hodnota a vzhledem k odchylkám jednotlivých záměsí betonové směsi, se jedná o velice přesný výsledek. Dále tento výsledek ukazuje, že vypočtený faktor bezpečnosti s rezervou pokryje případnou odchylku.



Obrázek 9: Kalibrační křivka z druhého příkladu projektu

Plánování kalibrace této betonové směsi bylo provedeno výborně vzhledem k rozsahu kalibrace od 10,30 MPa do 29,60 MPa (obrázek 9). Z pohledu lineární regrese se jedná o průměrný výsledek $R^2 = 84,15\%$

4.4. Rozsáhlejší zkouška přesnosti

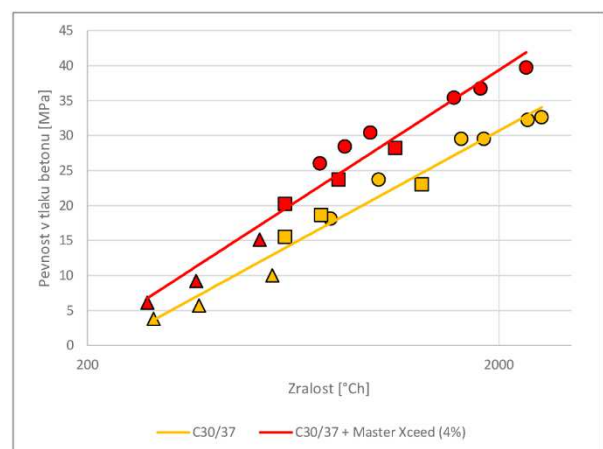
Třetím příkladem je rozsáhlejší zkouška, která byla provedena v jedné vídeňské laboratoři. Zde byly provedeny kalibrace pro betonovou směs ve dvou variantách, v prvním případě nebyl použit urychlovač tvrdnutí a v druhém případě byl přidán Master X-ceed (4%). Specifikace betonové směsi byla následující:

C30/37 B2 PB CEM II A-S 42,5R F52 GK22 (dle ÖNORM)

Množství cementu: 340 kg/m³, vodní součinitel: 0,51

Kalibrace byla provedena tři měsíce před validací. V tomto případě byl ale kalibrační proces trochu odlišný. Kalibrační křivka byla vytvořena ze vzorků umístěných v lednici (3ks – značeno trojúhelníky), v laboratoři (3ks – značeno čtverci), v izolovaných kalibračních boxech (6ks – značeno kruhy). Obrázek 10 zobrazuje obě kalibrační přímky včetně výsledků jednotlivých vzorků. Cílem odlišného postupu kalibrace byla demonstrace jak metoda zralosti funguje a zejména toho, že pro kalibraci je možné použít i vzorky z prostředí o různých teplotách. Nicméně největší přesnosti se dosáhne kalibrací v kalibračních boxech, protože jsou eliminovány možné vnější vlivy.

Rozsah kalibrace v tomto případě pokrýval celou oblast použitelnosti metody zralosti. Při požadavku na přesné výsledky toto není zcela vhodné řešení. Lepší je kalibrovat vždy oblast v okolí hodnoty pevnosti, které chceme dosáhnout. Tím získáme maximální přesnost v blízkém okolí naší cílové hodnoty. Z hlediska teorie se jedná o nahrazování části křivky přímkou (viz kapitola 2.1). V případě výsledku těchto kalibrací byl koeficient determinace větší než 80% u obou regresech přímek.



Obrázek 10: Kalibrační křivky betonu bez a s přidáním urychlovače tvrdnutí (trojúhelník – vzorky v lednici, čtverec – vzorky v laboratoři, kruh – vzorky v izolovaném boxu)

V rámci validace, o 3 měsíce později, bylo vytvořeno 8 zkušebních krychlí z obou variant betonové směsi – bez použití urychlovače tvrdnutí a s urychlovačem tvrdnutí. Dvě čtveřice krychlí byly skladovány ve venkovním prostředí, kde se teplota pohybovala okolo 7°C a dvě čtveřice byly umístěny v laboratoři, kde byla téměř konstantní teplota 20°C. Jedna krychle ze čtveřice byla osazena senzorem Concremate a předpokládalo se, že vývoj teploty je stejný i ve třech zbylých zkoušených krychlích.



Obrázek 11: Vzorky skladované ve vnějším prostředí

Zmíněné vzorky byly následně zkoušeny po 24 h, 27 h a 30 h od vytvoření. Tabulka 1 zobrazuje všechny výsledky této validace včetně rozdílu mezi hodnotou z lisu a hodnotou stanovenou pomocí systému Concremate. U hodnot stanovených systémem Concremate není uvažován žádný bezpečnostní faktor. Z výsledků je zřejmé, že bezpečnostní faktor používaný u běžných projektů 2,5 – 3,0 MPa je schopen pokrýt odchylky.

Mimo téma metody zralosti je zde vidět jedno důležité zjištění. S urychlovačem tuhnutí v chladnějším prostředí jsou dosahovány srovnatelné výsledky jako bez urychlovače tuhnutí v teplejším prostředí.

Tabulka 1: Výsledky validace (bez zahrnutí faktoru bezpečnosti)

Teplota prostředí, čas zkoušky	C30/37 [MPa]			C30/37 + Xseed [MPa]		
	Zkouška na lisu	Concre - mote	Rozdíl	Zkouška na lisu	Concre - mote	Rozdíl
≈7°C, 24h	5,0	5,7	-0,7	11,3	11,8	-0,5
≈7°C, 27h	6,6	7,9	-1,3	13,5	14,2	-0,7
≈7°C, 30h	11,0	11,0	0,0	16,0	17,0	-1,0
≈20°C, 24h	12,5	14,4	-1,9	19,0	21,2	-2,2
≈20°C, 27h	14,7	16,6	-1,9	21,3	23,8	-2,5
≈20°C, 30h	17,3	19,0	-1,7	24,7	26,1	-1,4

5. ZÁVĚR

Metoda zralosti je používána zejména pro stanovení pevnosti betonu v tlaku během výstavby. Kromě samotného stanovení pevnosti v reálném čase u zrajícího betonu umožňuje také předpověď vývoje pevnosti či porovnání různých betonových směsí při různých teplotních schémátech. Tato metoda je používána i v sofistikovaných výpočetních programech pro modelování vývoje pevnosti betonu.

Pro spolehlivé použití metody zralosti je klíčové správné naplánování a provedení kalibrace pro betonovou směs, u které bude následně monitorována pevnost v tlaku.

Z výše uvedených výsledků, které byly získány ve třech zcela odlišných prostředích (prefa, stavba, laboratoř) a státech, lze konstatovat, že přesnost metody zralosti v kombinaci s použitým systémem je zcela určitě vhodná pro spolehlivé použití na staveništi. Běžně používané hodnoty faktoru bezpečnosti spolehlivě pokryjí případné odchylky. Příkladem typického použití je monitorování pevnosti betonu v tlaku u stropní konstrukce kvůli odbedňování či předpínání.

U aplikací, kde je třeba vyšší přesnost, je nutné věnovat maximální pozornost správnému vytvoření zkušebních vzorků a používat kalibrační boxy. Použití metody zralosti s vyšším požadavkem na přesnost je například realizace cementobetonových krytů vozovek, kde je potřeba znát přesnou hodnotu pevnosti kvůli provedení řezu smršťovacích spár. Řez je nutné provést přesně při určité hodnotě pevnosti, nikoliv při vyšší hodnotě. Použitý faktor bezpečnosti je proto u těchto aplikací minimální, případně nulový.

PODĚKOVÁNÍ

V závěru bych rád poděkoval svému kolegovi Dipl.-Ing. Werneru Wenighoferovi za diskuzi a podněty spojené s tímto tématem.

CITOVANÁ LITERATURA

- [1] MALHOTRA, V. M. a Nicholas J. CARINO. *Handbook on nondestructive testing of concrete*. 2nd ed. Boca Raton, Fla.: CRC Press, 2004. ISBN 08-031-2099-0.
- [2] *Maturity Methods to Estimate Concrete Strength*. 1. Maryland: National Ready Mixed Concrete Association, 2006.
- [3] NEN 5970. *Determination of the compressive strength development of early age concrete on the basis of the weighted maturity*. 1. Netherlands: Dutch Standard, 2001.
- [4] SOUTSOS, KANAVARIS a HATZITHEODOROU. Critical analysis of strength estimates from maturity functions. *Case Studies in Construction Materials*. 2018, , 1-19.

CRACK DEVELOPMENT ANALYSIS OF AN THIN UHPC ELEMENT

Michaela Kopálová, *

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

ABSTRAKT

UHPC (ultra vysokohodnotný beton) je inovativní materiál, díky kterému je možné realizovat lehčí a konstrukčně optimalizované konstrukce s vysokou životností. V tomto příspěvku je představeno experimentální ověření chování stojin komorového mostu s prefabrikovanými stěnovými panely na zmenšených vzorcích. Předem předpjaté nosníky byly vyhotoveny ve dvou variantách – plnostěnný a s vylehčenou stojinou, která reprezentuje chování prefabrikovaných stěn na mostě. Na základě výsledků experimentu jsou obě varianty porovnány a jsou odvozeny numerické a materiálové modely v programu SCIA Engineer pro UHPC.

KLÍČOVÁ SLOVA

UHPC • Smykové namáhání • Tenkostěnný prvek • Prefabrikace • Předpětí

ABSTRACT

UHPC (Ultra High-Performance Concrete) is an innovative material that enables design of lightweight and structurally optimized, long-lasting structures. In this paper, an experimental analysis of precast webs of a “butterfly web” box-girder bridge on scaled-down specimens is presented. Pretensioned beam specimens were analysed in 2 variants – with continuous web and with lightened web. Based on the experimental results both variants are compared and numerical and material models suitable for UHPC modelling in software SCIA Engineer are presented. In SCIA Engineer the modified Mazars material damage model is implemented which is applicable for material with residual strength typical for FRC and UHPFRC.

KEYWORDS

UHPC • Thin element • FRC shear resistance • Structural optimization.

1. INTRODUCTION

This paper describes an experimental analysis of initiation and propagation of cracks in webs of a bridge with a box cross-section. The web is composed of thin UHPC precast walls

rigidly connected to the bottom and top slab of the bridge cross-section. The shape of these UHPC wall elements was optimized in order to achieve the most favourable stress distribution. The optimal shape was determined from optimisation based on the principal tensile and compressive stress distribution with distinctive shape of the tensile and compressive diagonal, which are caused by shear force transfer between the top and bottom slab. The web of the box cross-section is lightened and suitable for prefabrication so these elements may be used on bridges over 100 m span (concept shown on Figure 1). The design of lightened web elements is based on concepts of so called “butterfly web” bridges [1].

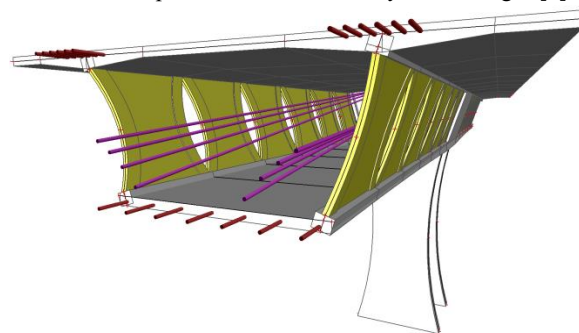


Figure 1: “Butterfly web bridge” concept visualisation.

Precast panels connected with top and bottom slab by composite action do not transfer shear force as a continuous web would and their behaviour is well differentiated with tensile and compressive diagonals and is closer to a Warren truss system [2]. Based on the research in this paper, the viable description of the behaviour is the analogy of a Vierendeel beam, where discrete web elements act as vertical members with rigid connection to the top and bottom slab (flange) in the longitudinal direction. Vierendeel frames are more appropriate to describe the behaviour of UHPC webs, due to different UHPC properties in plain tension and tension due to bending.

2. ANALYSIS METHODS IMPLEMENTED IN SCIA ENGINEER FOR UHPFRC ANALYSIS

Physical non-linear analysis represents a very powerful tool for analysing any kind of structure in civil engineering created not only from UHPFRC but also from other materials. Generally, there could be significant differences of results compared to a linear analysis, especially in case of hyper-static

* Školitel: doc. Ing. Štěpán Růžička, Ph.D.

structures. In case of linear analysis, only the E-modulus and Poisson ratio of the material are considered for the preparation of the stiffness matrix. There is no stress redistribution based on increasing the strain in the component. On the other side the non-linear analysis provides a stress redistribution and increase of the bearing capacity after reaching the ultimate strain until the collapse mechanism. This mechanism is based on different values of stress and strain, dependent on a predefined non-linear stress-strain relationship in the material diagram.

Two approaches are usually used for considering fibres in non-linear analysis. The first one uses the fibre and concrete matrix independently. The second and more common one considers the steel fibre directly in the behaviour of the concrete material. The second, more exact option was selected in this paper.

A typical shape of the stress-strain diagram is best described with a parabolic behaviour in compression in the same way as for standard concrete. The tensile behaviour displays a narrow peak expressed by the mean tensile strength. From the point of strain, this peak works very well as a crack localizer. After the crack formation, the toughness of steel reinforced fibre concrete allows to keep a certain level of tensile stress with increasing of the strain up to failure.

2.1. Modified Mazarz material damage model

The nonlinear calculation is based on a very efficient damage material model called the Mazars model 0. This material model is very well applicable for a material diagram with peaks and descending stress-strain diagrams typical for steel fibre concrete. The combination of elasticity and damage behaviour is combined in this material model. Moreover, the damage description was initially considered as isotropic and directly affecting the stiffness matrix. The original Mazars model was updated to the “modified Mazars model” based on [4] which has been derived from [6]. This leads to a very simple anisotropic damage model better respecting different behaviours of the fibre concrete in tension and compression and mainly to the decomposition of the stress tensor (σ) to the tension (σ^t) and compression (σ^c) parts

$$\sigma = \sigma^t + \sigma^c \quad (1)$$

based on principal stresses and using 2nd order tensors e_i .

$$\sigma = \sum_{i=1}^3 \sigma_i e_i \otimes e_i \quad (2)$$

It is suitable to define 4th order projection tensors for tension P^t and compression P^c ,

$$\begin{aligned} \sigma^t &= P^t : \sigma \\ \sigma^c &= P^c : \sigma \end{aligned} \quad (3)$$

where these tensors are obtained as

$$\begin{aligned} P^t &= \sum_{i=1}^{dim} \langle \sigma_i \rangle (e_i \otimes e_i) (e_i \otimes e_i) \\ P^c &= \delta_{ik} \delta_{jl} e_i \otimes e_j \otimes e_k \otimes e_l - P^t \end{aligned} \quad (4)$$

The item $\langle * \rangle$ is the MacAuley bracket in the formula above. Additionally, item “dim” corresponds to 2D or 3D dimensional problems.

The resultant stress tensor is based on the so called “effective damage parameter” in tension (d^t) and in compression (d^c) which determines changes of the stiffness depending on the elastic estimation of stress (σ^{trial}) from the loading.

$$\sigma = (1 - d^t) \cdot \sigma^t + (1 - d^c) \cdot \sigma^c = [(1 - d^t) \cdot P^t + (1 - d^c) \cdot P^c] : \sigma^{trial} \quad (5)$$

This elastic estimation of stress can be expressed using the constitutive tensor (C) as follows:

$$\sigma^{trial} = C : \varepsilon \quad (6)$$

The damage parameters are calculated based on the equivalent Mazars strains (ε_t ; ε_c) which help for determining of actual values of stress from the stress-strain diagram of the material.

$$d^t = 1 - \frac{\sigma(\varepsilon_t)}{\sigma^{trial}(\varepsilon_t)}; d^c = 1 - \frac{\sigma(\varepsilon_c)}{\sigma^{trial}(\varepsilon_c)} \quad (7)$$

As the stress-strain diagram of UHPC typically has a descending branch of stress-strain in tension, it is not possible to use the tangential constitutive tensor (C) but it is recommended to use the secant one (C^s) to fulfil its positive definition which is finally calculated as below.

$$C^s = [(1 - d^t) \cdot P^t + (1 - d^c) \cdot P^c] : C; \quad (8)$$

Additionally, the effect of cracks must be considered during application. Here an analogy with the thermodynamic variable is applied for the two main damage states which are cracking of concrete in tension and crushing in compression. In case of plotting the surface failure of the steel fibre reinforced concrete the very well-known curve described by Kupfer 0 for biaxial loading is obtained which is also typical for regular reinforced concrete. The standard Newton-Raphson method is used for solving of this physical non-linear problem.

3. EXPERIMENTAL ANALYSIS OF UHPC WEB ELEMENTS

3.1. Description of tested UHPC specimens

For experimental analysis of slender structural members of UHPC under shear loading 2 types of beam specimens were designed – one with a full, continuous web and one with a longitudinally lightened web. These beams have an I-cross-section with sufficiently designed flanges with longitudinal pretensioned tendons in order to mitigate effects of bending. The topology of these beams is apparent on figure 2 below. The aim of this experimental setup is to verify the behaviour of lightened specimens and viability of the application of similar larger scale precast and pretensioned web elements in greater magnitude and on bridges of span over 100 m.

In the structural analysis software SCIA Engineer the specimen was modelled with a loading mechanism as half (from support to midspan) with corresponding boundary conditions in order to reduce the analysis time. Furthermore, the FEM mesh was refined in areas where cracks were expected to develop.

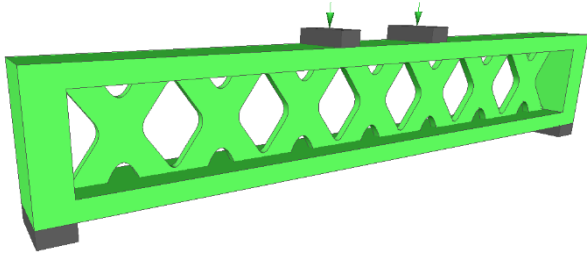


Figure 2: Visualisation of an UHPC specimen

3.1. UHPC beam specimens and UHPC mixture characteristics

In total, 6 beam specimens were casted and loaded in 4-point bending tests, 3 specimens with continuous web labelled P1, P2, P3 and 3 beams with lightened web labelled V1, V2, V3. The first beam from each set (P1, V1) was loaded till failure. On the other 2 specimens in each set first a cyclical loading was applied and after that the specimens were loaded till failure. The compressive strength of the UHPC mixture was measured on cubes 100x100x100 mm and the average compressive strength was 157,1 MPa. The tensile strength in bending was measured on prismatic specimens of 40x40x160 mm and was in average 28,0 MPa. The modulus of elasticity was measured on cylindrical specimens 300 mm high with diameter 150 mm and the average modulus of elasticity was 51,6 GPa.

4. RESULTS

In this section the results are presented of the experiment for both types of beam specimens. The results are presented in the form of force – deflection diagrams and are approximated by a numerical model in SCIA Engineer 18 where a non-linear material model with damage was used. Basic characteristics of the material model were set according to experimental results on cubes (strength in compression), prisms (tensile strength in bending) and cylinders (modulus of elasticity). These specimens had the same age in the time of testing as the bigger beam specimens. For both beam specimens the numerical model took into account the effects of longitudinal prestressing with estimated short-term and long-term losses of 15%. The age of the specimens at the time of testing was in average 90 days.

4.1. Results on beam with full web

The beams with continuous web were tested in 4-point bending in 2 separate scenarios. In the first scenario the first beam (P1) was loaded by a continuous increase of displacement till failure. In the second scenario the 2nd and 3rd beams (P2 and P3) were loaded with a cyclic loading pattern. Five loading cycles of approximately 0 – 100 kN were applied and the beams were loaded till failure. The force – displacement diagram of this experiment is presented on figure 3 below.

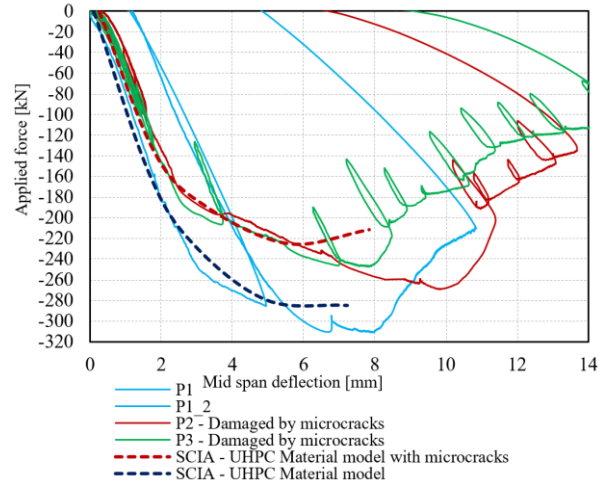


Figure 3: Force – displacement diagram: beams with continuous webs

From the force – displacement diagram is apparent the softening of the beams with applied cyclical loading to the magnitude of the applied load of approximately 150 kN when compared to the beam which was loaded without the cyclic scenario. Furthermore, in the specimens with applied cyclical loading the first visible cracks appeared at much lower magnitude of the acting force. Cause of this behaviour is the initiation of microcracks when cyclical loading was applied. From the figure 3 it is apparent, that this effect has a significant effect on both the mean and residual tensile strength of the UHPC.

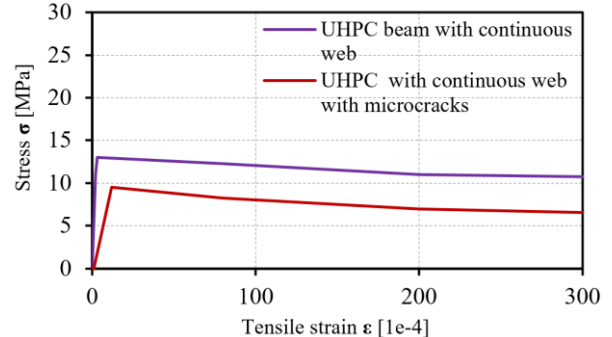


Figure 4: Stress – strain diagrams of UHPC – tension

For the numerical model of beams with continuous webs were used material models of UHPC with characteristics shown below in figure 4. Magnitudes of mean and residual stresses were obtained iteratively in order to achieve a behaviour consistent with the measured force – displacement diagram in figure 3. Magnitudes of residual strain in the material model are dependent on the FEM mesh size. In this case the size of the mesh in areas of crack initiation was set to 10 mm and the crack width was limited to 5 mm. This corresponds to the upper limit of residual strain for the mesh elements to be 50% (for better readability of values in figure 4 only the section below 3% strain is displayed).

The type of failure and shape of the developed cracks is apparent on figure 5 below. Photography taken during the experiment is compared to the shape of the developed crack in program SCIA Engineer 18.

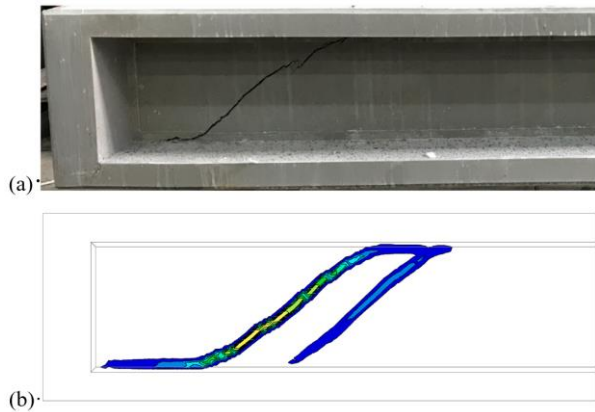


Figure 5: Analysis of crack shape: photo (a); development of macrocracks (b) in the numerical model

4.2. Results on beam with lightened web

The beams with lightened web were tested in 4-point bending in 2 separate scenarios the same way as the beams with a continuous web. In the second scenario a cyclic loading pattern was applied on specimens V2 and V3. Five loading cycles of approximately 0 – 40 kN were applied and the beams were loaded till failure. The force – displacement diagram of this experiment is presented on figure 6 below.

From the force – displacement diagram the softening of the beams with applied cyclical loading to magnitude of applied load of approximately 50 kN is apparent when compared to the beam which was loaded without the cyclical scenario. Furthermore, in the specimens with applied cyclical loading the first visible cracks appeared at a significantly lower magnitude of the acting force.

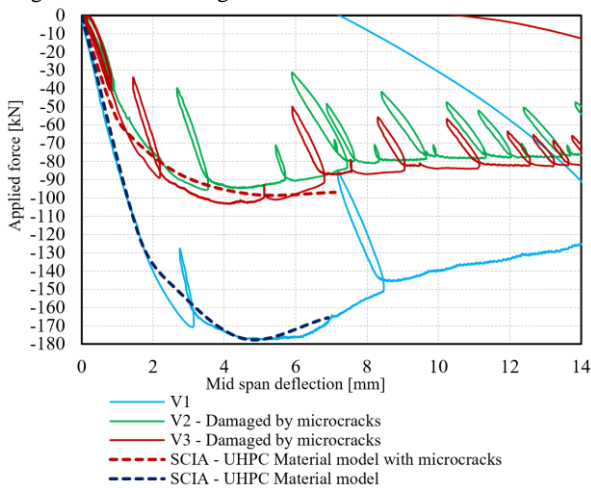


Figure 6: Force – displacement diagram: beams with lightened webs

For the specimen which was not cyclically loaded a much better performance can be seen in comparison with the beam which was subjected to cyclical loading. The increase of the load bearing capacity between the scenarios is much greater than in the case of specimens with a continuous web. This effect is very important and is influenced by the fact, that tensile strength of UHPC in tension is several times greater when subjected to bending rather than plain tension. The tension strength in bending was experimentally verified on

prismatic specimens 40x40x160 mm, which represents cross-section with comparable dimensions as the thickness of the web of the beam specimens to mitigate the size effect. For the numerical model of beams with lightened webs material models of UHPC were used with characteristics as shown below in figure 7.

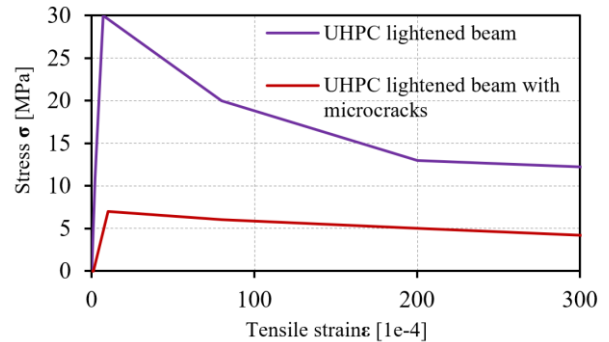


Figure 7: Stress – strain diagrams of UHPC – tension

The type of failure and shape of the developed cracks is apparent on figure 8 below and again shows a good correlation between the observed crack distribution and the numerical model.

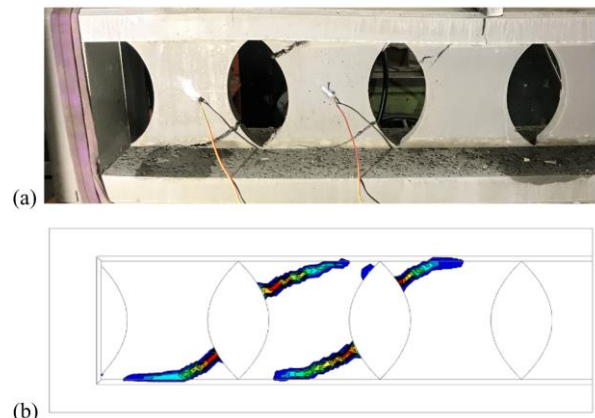


Figure 8: Analysis of crack shape: photo (a); development (b) of macrocracks in the numerical model

4.3. Comparison of solid and lightened web beams

For an objective comparison of beams with continuous and lightened webs which were loaded till failure (loading scenario 1) it is prudent to determine the values of the maximal applied loading on such lightened specimens, that would require an identical amount of UHPC as the specimen with a continuous web. Such modified specimen would have a lightened web with thickness 48,4 mm increased by 38%. On figure 9 below the comparison is shown of the magnitude of the applied forces on the level of macrocrack initiation and with a maximal applied load.

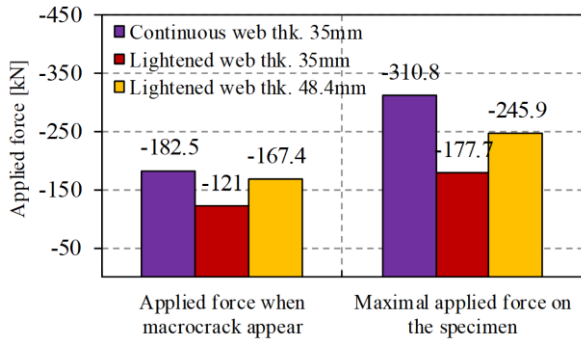


Figure 9: Comparison of specimen behaviour

The recorded effect of reduction of both the mean and residual strength of UHPC beam specimens loaded with cyclical loading when compared to a beam loaded straight till failure without cyclical loading is more severe in the case of the lightened specimen. This effect is caused by a higher magnitude of tensile stresses in the specimens when the cyclical loading is applied. In localised areas of the lightened web specimen the magnitudes of tensile stresses rise to 16,5 MPa when compared to the tensile stresses in the specimen with a continuous beam 9,0 MPa. Localised tensile areas in the lightened beam with a greater magnitude lead to higher initiation of microcracks and more severe damage of the specimens, before any macrocracks are visible. On figure 10 below are shown the distributions of the principal tensile stresses from the combination of self-weight, prestressing and the amplitude of the applied cyclical load.

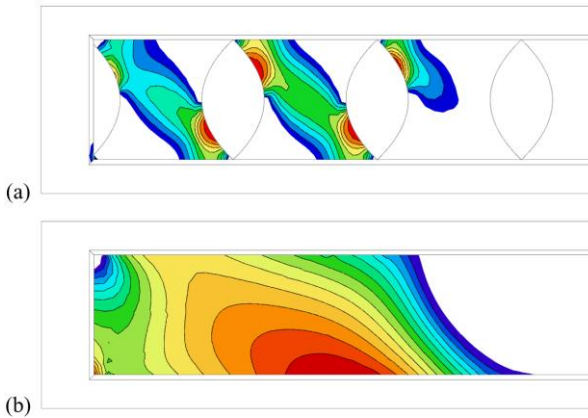


Figure 10: Maximal tensile stresses in web of (a) lightened beam and (b) beam with continuous web during cycled loading

5. DISCUSSION

The comparison of a beam with lightened and continuous web is made on specimens with the same amount of material required. The beam with continuous web has a web thickness of 35mm (as the real specimen) and the lightened beam has a recalculated web thickness of 48,4 mm. The first visible macrocracks appear in the case of a beam with lightened web on a load level 15% lower and maximal loading 22% lower than the beam with continuous web. Despite the fact that the magnitudes are lower, there are the following important aspects:

The lightened beam shape may yet be further optimized (increase thickness on edges of the wall segments, where macrocracks first appear).

Possibility of prefabrication of separate web segments to ensure superior quality.

Due to clear and consistent shear force transfer by the web segments, these segments may be provided with prestressing tendons in the direction of the tensile diagonal to mitigate tensile stresses.

Contradictory to analysis performed prior the experiments and based on available studies of butterfly-web bridges [1],[2] where web segment behaviour was described as an approximation with tensile and compressive diagonal. More suitable seems the analogy with a Vierendeel beam. Wall segments are thus approximated as frame members and their action is bending in longitudinal direction. Given the excellent UHPC properties in tensile strength in bending, this behaviour is most convenient.

6. CONCLUSIONS

In this paper the results were presented of an experimental analysis of UHPC beams with lightened webs and numerical verification in the program SCIA Engineer. These specimens demonstrate on a smaller scale the behaviour of precast web segments of a bridge with box cross-section, which are connected to the top and bottom monolithic slabs of the cross-section by composite action. Discrete behaviour of the web segments was compared to the continuous behaviour of a beam with solid web with constant thickness. The conclusion of the analysis is viability of application of UHPC precast webs especially due to the excellent properties of the UHPC in tension under bending action. When these web segments are provided with efficient prestressing to eliminate tensile stresses on their edges, the precast web segments provide superior performance compared to beams with a continuous web.

ACKNOWLEDGEMENTS

This work was supported by SGS grant of CTU in Prague, Czech Republic, grant No. SGS20/042/OHK1/1T/11.

References

- Kasuga, N. Nagamoto, K. Kata, H. Asai (2010), Study of a bridge with a new structural system using ultra high strength fiber reinforced concrete, *Proceedings of 3rd fib Congress, Washington*
- K. Kata, K., Ashizuka, K., Miyamoto, K., Nakatsumi, K., (2013), Design and Construction of Butterfly Web Bridge, *Third International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies, Kyoto.*
- Fehling, E., Schmidt, M., Walraven, J., Leutbecher, T., Fröhlich, S. Ultra-High Performance Concrete UHPC. *Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, 2014. ISBN 978-3-433-03087-5.*

- Mazars J.; A description of micro and macroscale damage of concrete structure. *Eng Fract Mech* 25:729–737, 1986
- Němec I. Trcala M. Rež V; *Nelineární mechanika*, (Vutium, Brno, 2018)
- Kupfer H., Hilsdorf H.K, Rusch H.: Behaviour of concrete under biaxial stresses, *ACI Journal*, Title 66-52, 1969
- Wu J.Y., Li J., Faria R.: An energy release rate-based plastic-damage model for concrete, *International Journal of Solids and Structures*, Volume 43, Issues 3–4, February 2006, Pages 583-612

NÁVRH RADIÁLNÍHO PŘEDPĚTÍ ZTUŽUJÍCÍCH PRESTENCŮ HYPERBOLICKÝCH KONSTRUKCÍ

Aleš Pražák, *

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

ABSTRAKT

Tento článek, který se zakládá z postupu a výsledků disertační práce, řeší návrh radiálního předpětí ztužujících částí konstrukce rotačního hyperboloidu, čímž jsou konstrukce tahového komínu chladicích věží s přirozeným tahem. Tento postup se však dá použít i pro válcové konstrukce, například technologických nádrží čistíček odpadních vod. Posudky řešené v této části práce se zakládají na konstrukčních detailech navržených v předešlých etapách výzkumu. Jedná se o půdorysné a výškové vedení kabelů předpínací výztuže, jejich půdorysné rozdělení z důvodu zachování velikosti chtěné předpínací síly a detail kotevních oblastí z důvodu minimalizace ztrát radiálního předpětí v těchto místech. Takto navržené předpětí je nyní posuzováno z důvodu vznikajících ztrát radiálního předpětí, dotvarování a smršťování betonu a dle výsledků je opět optimalizován původní návrh předpětí.

KLÍČOVÁ SLOVA

Chladicí věž • Radiální předpětí • Ztráty předpětí • Dotvarování • Smršťování

ABSTRACT

This paper is based on the progress and results of the dissertation thesis, is solved design of post-tensioned radial reinforcement of reinforcement parts hyperbolic structures. Mainly they are structures of natural draft cooling towers, but a similar design can be used for technological tanks of wastewater treatment plant. Assessments solved in this part of research are based on design details proposed in the previous stages of the research. It is mainly about floor and elevation design of prestress cables, their floor radial distribution and details of anchor areas, to minimize losses of prestressing and maintain the desired prestressing force. This prestressing design being solved nowadays, due to prestressing losses, creep and shrinkage.

KEYWORDS

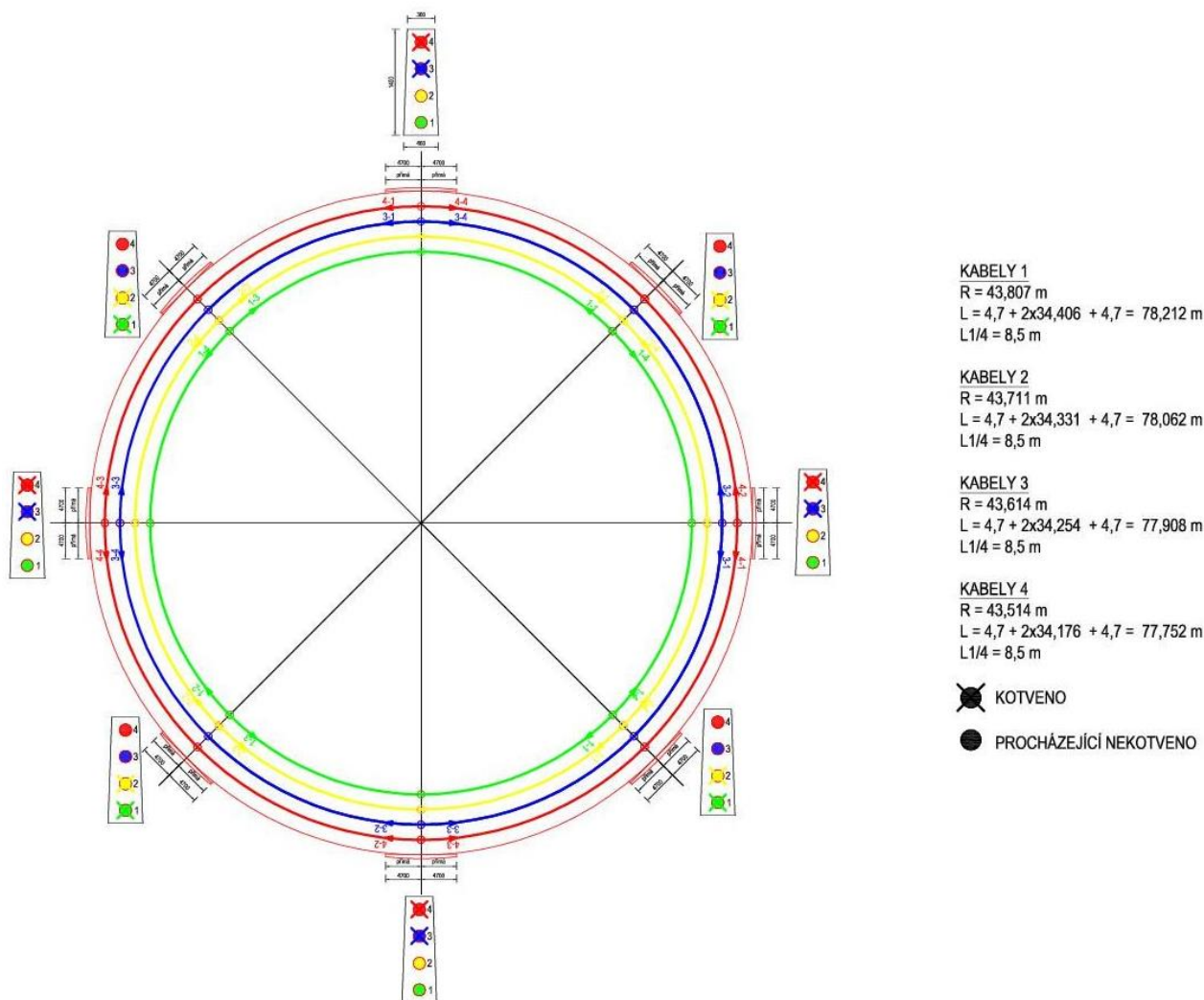
Cooling tower • Radial prestress • Prestressing losses • Creep • Shrinkage

1. ÚVOD

V rámci disertační práce, je prováděna analýza exponovaných konstrukcí skořepinových konstrukcí, čímž jsou hlavně ztužující prstence, z nichž nejvíce zatížený je spodní ztužující prstavec, tedy návodní křídlo tahového komínu konstrukce chladicí věže s přirozeným tahem. U návodního křídla těchto specifických skořepinových konstrukcí je v tomto výzkumu zkoumáno využití radiálního předpětí pro možnou optimalizaci návrhu této exponované části konstrukce chladicí věže. Tento článek se přímo zaměřuje na posouzení navrženého předpětí v předešlých fázích výzkumu z pohledu minimalizování ztrát radiálního předpětí v součinnosti s dotvarováním a smršťování betonu. Dle výsledků je následně optimalizován návrh půdorysného a výškového vedení předpínacích kabelů radiálního předpětí a jeho půdorysného rozdělení s ohledem na minimalizování vznikajících ztrát. Podobně je upraven návrh oblasti kotev předpětí.

2. NÁVRH RADIÁLNÍHO PŘEDPĚTÍ

V rámci výzkumu je prozatím řešeno předpětí pouze v druhém betonážním prstenci od vetknutí stojek chladicí věže. Po výšce betonážního taktu, který má výšku 1,40 m, jsou uvažovány čtyři 19ti lanové kabely. Půdorysně je prstavec konstrukce chladicí věže v řešeném místě rozdělen na 1/8. Kabely střídavě prochází přes 2/8. V každé 1/8 prochází vždy 50% kabelů a 50% je kotveno. Půdorysný a výškový průběh kabelů můžeme vidět na Obrázku 1. Takto navržené kabely v jednotlivých výškách, jejichž délky jsou vidět právě na Obrázku 1 jsou následně rozděleny na deset dílů, z nichž první a poslední jsou od kotvy k místu kdy kabel předpínací výztuže již splňuje křivost střednice konstrukce prstence dle jeho výškové pozice. Tyto body se půdorysně s danou odchylkou překrývají a hodnoty ztrát předpětí se sčítají a posuzují vůči účinkům vnějšího zatížení působícího na konstrukci chladicí věže. V kotevni oblasti je křížení předpínacích kabelů jedné výšky řešeno výškově tak, aby bylo minimalizován vznik nechtěných vnitřních sil.



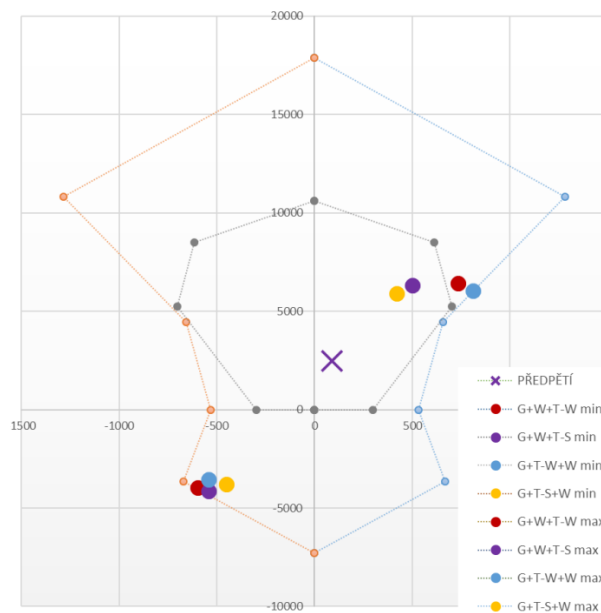
Obrázek 1: Schéma půdorysného vedení a rozdělení předpínacích kabelů

3. ZTRÁTY PŘEDPĚTÍ

Radiální předpětí bylo navrženo dle dříve získaných výsledných hodnot od kombinací jednotlivých působících zatížení na existující stávající konstrukci.

Z těchto hodnot a následného návrhu bylo pro předpětí návodního křídla navrženo 6 kabelů po 15-ti lanech dodatečného soudržného předpětí.

Jednotlivé kabely (v jednotlivých výškách) byly posuzovány z hlediska mezního stavu únosnosti průřezu pro všechny kombinace vnějších zatížení působících na konstrukci chladicí věže během její životnosti. V interakčním diagramu vykresleném na Obrázku 4 je zobrazeno posouzení druhého betonážního taktu s využitím předpětí pro extrémní hodnoty od kombinací jednotlivých zatěžovacích stavů ve směru y. V tomto diagramu je již redukována betonářská výztuž o 45% a proto jsou výsledné extrémní hodnoty na kraji plochy únosnosti betonářské výztuže v průřezu.



Obrázek 4: Posouzení průřezu v druhém betonážním taktu při uvažování předpětí.

3.1. Návrh vedení kabelů a kotevních oblastí

Dále bylo nutné navrhnout půdorysné a výškové vedení kanálků pro vedení předpínací výztuže a následně jejich křížení, kotvení v kotevní oblasti. Nejprve bylo nutné navrhnout umístění kotevních náliček, což bylo navrženo z důvodu lepší rektifikace a ochrany na vnějším povrchu návodního křídla. Kotvení na vnější straně tahového komínu je vhodné i z hlediska působení předpínacích kabelů při křížení v místě kotevních oblastí jednotlivých částí. Při návrhu téměř nulového obloukového zakřivení, vznikají nižší ohybové momenty, které jsou nechtěným účinkem tohoto způsobu vyztužení.

Dle těchto podmínek bylo navrženo půdorysné vedení (zakřivení) kanálků předpínací výztuže, a to na 8 částí (po 45°). Délka jednotlivých „segmentů“ předpětí je 47,42 m. Celkovou délku jednoho kabelového „segmentu“ můžeme rozdělit na kotvicí vzdálenost, přechodnicovou část a radiální vedení kabelu, což zakresleno na Obrázku 5. Délka kabelu je rozdělena na 1,81+4,69+34,42+4,69+1,81 m, celkem 47,42 m. Kotvicí vzdálenost (1,81 m) je počítána od dosažení kabelů předpínací výztuže vnějšího povrchu stěny tahového komína. Výškové vedení kabelů při křížení v kotevní oblasti je řešeno v tečné vzdálenosti 4,69 m.

4. ZKUŠEBNÍ VZORKY

V rámci optimalizace návodního křídla konstrukce chladicí věže bylo cílem vytvořit a následně odzkoušet reálné zkušební vzorky, dle kterých by bylo možné přímo dokázat efektivitu radiálního předpětí v tomto extrémně zatíženém místě konstrukce. Dle možnosti laboratoře a možných velikostních a zatěžovacích poměrů byly navrženy zkušební vzorky. Vzorky mají křivost upravenou dle poměru, aby bylo působení předpětí vůbec měřitelné. Pro zkušební vzorky bylo navrženo bednění, které bude také sloužit pro modelování (vnášení) navržených uvažovaných zatěžovacích stavů (zatížení teplotou, větrem).

4.1. Vyztužení vzorků

Z hlediska posouzení byly navrženy dva zkušební vzorky: a) vyztužený η -betonářskou výztuží, b) vyztužený 0,4 η -betonářskou výztuží a μ -dodatečnou předpínací výztuží. Vyztužení betonářskou výztuží bylo navrženo dle konstrukčních zásad, přičemž bylo navrženo krytí betonářské výztuže 30 mm. Stupeň vyztužení betonářskou výztuží je vyjádřen konstantou η a stupeň vyztužení dodatečným předpětím je vyjádřeno konstantou μ .

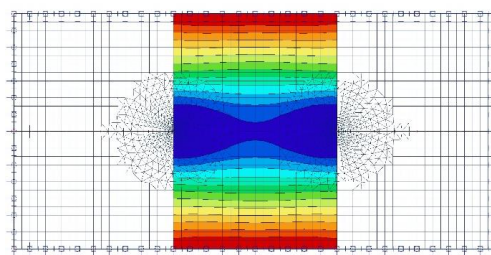
Pro zkušební vzorek b) bylo navrženo dodatečně předpětí, které bude představovat třílanový kabel, o jmenovitém průměru jednotlivých lan 15,7 mm. Lana jsou navržena dle EN 10138-3 v pevnostní třídě 1860 MPa, se zaručenou mezí pevnosti (F_{pk}) 279 kN a mezí kluzu ($F_{p0,1}$) 246 kN.

4.2. Modelování zatěžovacích stavů na zkušebních vzorcích

Na zkušebních vzorcích budou modelovány a zkoušeny kombinace těchto zatížení: vlastní tíha, zatížení větrem, zatížení teplotou (oslunění). Zatížení větrem bude určeno výškou působení na reálnou konstrukci (v poměru upravený ke zkušebnímu vzorku) a budou modelovány tři stavy zatížení větrem: a) v místě maximálního tlaku, b) v místě maximálního tahu, c) přímo v místě přechodu mezi tlakovým a tahovým zatížením větrem.

4.3. Model vzorku

Z důvodu kontroly sledovaných napětí od vnášených modelovaných zatížení na zkušebních vzorcích byl posouzen výpočtový model zkušební vzorku (viz Obrázek 9).



Obrázek 9: Výpočetní model zkušební vzorku – průběh ohybového momentu m_y

5. VÝSLEDKY

Prozatím byla samotným výpočtem potvrzena efektivnost využití radiálního předpětí pro tenkostěnné konstrukce, což se samozřejmě dá využít i při samotném projektování stěn jednotlivých nádrží ČOV, ale u tak specifických inženýrských staveb jako jsou chladicí věže by tento přínos byl zajímavější a to hlavně z důvod prevence před sanacemi v maximálně zatížených místech.

6. ZÁVĚR

Jak bylo již popsáno, výpočtem byla efektivnost využití předpětí u skořepinových inženýrských staveb jako jsou chladicí věže. Dalším postupem prací se řeší odzkoušení těchto poznatků na fyzických zkušebních vzorcích. Tyto vzorky mají nahradit část konstrukce návodního křídla konstrukce chladicí věže, což je nejvíce namáhaná část, ve které navíc dochází k největšímu vzniku poruch, které je potřeba hlídat a sanovat. Návrh předpětí a jeho posouzení na modelu konstrukce je jedna část práce, ale návrh vedení kanálků předpínací výztuže, její křížení a návrh samotných kotevních oblastí je řešeno v další části práce. Při vnesení předpětí do konstrukce vznikne v konstrukci trojosá napjatost, která je pro samotný charakter materiálu, jeho vlastností a působení efektivnější. Velmi zajímavý problém k řešení je také vliv předpětí na dotvarování této řešené oblasti (návodního křídla) a vůči zbytku konstrukce tahového komínu chladicí věže.

VYHODNOCENÍ MĚŘENÍ SMRŠŤOVÁNÍ A DOTVAROVÁNÍ PATENTOVANÉ SMĚSI UHPC OŠETŘOVANÉ TEPLOTOU

Vladimír Příbramský, *

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

ABSTRAKT

V tomto příspěvku je uveden popis a vyhodnocení experimentálního ověření reologických vlastností patentované směsi UHPC ošetřované různými scénáři za zvýšené teploty a ve vodním prostředí. Pro vyhodnocení je uveden možný přístup za použití modifikovaného modelu B4. Model B4 pro predikci efektů smršťování a dotvarování je v současnosti považován za nejpokročilejší materiálový model, který je založen na velmi dobré shodě s velkým množstvím jak experimentálních měření, tak i měření na realizovaných konstrukcích. Z hlediska použití pro predikci chování ultra vysokohodnotného betonu (UHPC) se jeví být model B4 nanejvýš vhodný, neboť popisuje dlouhodobé chování betonu na základě množství použitých příměsí a dále také uvažuje s možností zahřívání čerstvého betonu pro urychlení hydratace v průběhu ošetřování. Současný model B4 má řadu limitujících podmínek, které UHPC svými vlastnostmi často výrazně překračuje. V tomto článku jsou tyto limity modelu B4 identifikovány a je představena adaptace modelu B4 pro použití na směsi UHPC.

KLÍČOVÁ SLOVA

UHPC • Dotvarování • Smršťování • Model B4 • Ošetřování teplotou

ABSTRACT

In this paper the description and evaluation of results of experimental verification of rheological properties of patented mixture of UHPC is presented. The specimens were cured with various curing regimes including curing by an increased temperature and in a water saturated environment. For the evaluation of the results an adapted model B4 is used. Model B4 for creep and shrinkage prediction is currently the most advanced rheological material model based on great consistency with large set of experimental results and measurements on real structures and bridges. It seems to be viable for use for prediction of creep and shrinkage of ultra-high-performance concrete (UHPC) as it predicts long-term strains by incorporating effect of volume of additives and admixtures used in the fresh concrete. Model B4 also takes into effect thermal treatment of fresh concrete, which accelerates cement hydration in early age. Current model B4 has several limitations that are often

exceeded by characteristics of UHPC. In this paper, these limits are identified and viable adaptation of model B4 is presented.

KEYWORDS

UHPC • Creep • Shrinkage • Model B4 • Heat treatment

1. REOLOGICKÉ VLASTNOSTI UHPC

V současné době neexistuje ucelený matematický model smršťování a dotvarování UHPC, modely a doporučení uvedené v německé, francouzské či japonské normě pro navrhování betonových konstrukcí využívají upravené modely pro běžný beton. Míru jejich přesnosti ovlivňuje velký vliv nejrůznějších činitelů, které reologické změny v betonu běžných tříd ovlivňují menší měrou, než je tomu u UHPC. Z hlediska smršťování je patrná dominance autogenní složky a rychlost hydratace (a její urychlení například ošetřováním zvýšenou teplotou) má ohromný vliv na nárůst a velikost autogenního smršťování a dotvarování v raných stádiích a eliminaci smršťování od vysychání. Dalším faktorem je ovlivnění míry dotvarování využitím rozptýlené výztuže z vysokopevnostní oceli.

1.1. Smršťování UHPC

UHPC je charakterizován velmi nízkým vodním součinitelem za současného použití superplastifikátoru a naprostá většina záměsové vody se ve struktuře udrží a je hydratací vázána v cementovém kameni. Při dostatečném ošetřování povrchu betonového prvku v raném stádiu je významně redukován následný vliv smršťování od vysychání a majoritní efekt má autogenní smršťování. Toto prokazují i zkoušky provedené v Německu (Burkart et al. 2008) při kterých bylo měřeno smršťování UHPC vzorků s průměrnou 28denní pevností 166 MPa. Celkové hodnoty smršťování byly porovnávány na vzorcích různých velikostí průměru 75-150 mm. Tvar prvků by v případě vzorků z běžného betonu měl vliv na rychlost nárůstu poměrného přetvoření zejména od smršťování vysycháním. Pro testované vzorky z UHPC je však rozptyl velmi malý, což potvrzuje majoritní efekt autogenního smršťování a nízký vliv náhradního rozměru prvku, který je poměrem mezi plochou a

* Školitel: Doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.

obvodem průřezu a u betonu běžných tříd a pevností ovlivňuje významně rychlost nárůstu přetvoření od smršťování.

Podobná studie byla provedena i ve Francii na prvcích s 28denní pevností 188 MPa, přičemž pevnost ve 20 hodinách po betonáži byla naměřena 152 MPa (Francisco et al. 2012), avšak zde byly prvky vystaveny prostředí o 50% relativní vlhkosti ve velmi krátkém čase po betonáži. Výsledkem byl patrný vliv smršťování od vysychání, poměrné přetvoření od autogenního smršťování je srovnatelná s výsledky výše uvedené studie.

1.2. Dotvarování UHPC

V případě predikce přetvoření od dotvarování se jedná o podobný problém jako v případě predikce smršťování. Ve francouzské studii (Francisco et al. 2012) autoři stejně jako pro model smršťování modifikovali parametry modelu v Eurokódu a aproximovali svůj experiment velmi přesně za použití modifikovaného modelu v Eurokódu (EN 1992-2). Bohužel se jedná o izolovaný experiment a není možné jeho zobecnění při použití dalších aspektů ovlivňujících míru a rychlost nárůstu přetvoření od dotvarování.

Hlavní překážkou při definování univerzálního matematického modelu je současné ovlivnění míry přetvoření od dotvarování více aspekty, než je tomu v případě betonu běžné třídy. Jedná se zejména o použití drátků jako rozptýlené výztuže a nové metody ošetřování betonu zvláště vhodného pro použití na UHPC, tzv. „heat-treatment“. Tyto dva zásadní aspekty a jejich vliv na přetvoření od dotvarování bude detailněji popsán v následujících kapitolách.

2. OŠETŘOVÁNÍ UHPC ZVÝŠENOU TEPLOTOU

Stejně jako u dotvarování betonu běžné třídy je u UHPC významný vliv ošetřování betonu v raném stáří. Napařování povrchu betonu či umístění prvků do prostředí s relativní vlhkostí blízké 100 % snižuje až 4x celkovou míru zpožděné deformace od dotvarování ve srovnání s prvky vystavenými okolnímu prostředí již několik hodin po betonáži.

Novinkou a v současné době hojně zkoumanou a používanou metodou ošetřování prvků z UHPC je „heat-treatment“. Prostedí s teplotou mezi 60–90 °C a vysokou relativní vlhkostí je pro prvky z UHPC ideální pro rychlý postup hydratace a s tím spojeným zrychleným nárůstem pevnosti a přetvořením od autogenního smršťování. Ve studii (Graybeal et al. 2006) byl zkoumán vliv ošetřování betonu teplotou v různých stáří a bylo pozorováno, že nezávisle na času aplikace ošetřování teplotou se nárůst přetvoření od dotvarování zastavil po aplikaci ošetřování. Při teplotním ošetřování skokově vzrostla hodnota přetvoření na konečnou hodnotu a tam již dále nenarůstala na rozdíl od neošetřené vzorku. Ošetřením se dosáhne dlouhodobé stálosti prvků pod provozním zatížením.

3. EXPERIMENTÁLNÍ MĚŘENÍ NA PATENTOVANÉ SMĚSI UHPC

Pro detailní analýzu parametrů, které mají vliv na nárůst pevnosti betonu a jeho reologické vlastnosti byl ve spolupráci s Kloknerovým ústavem připraven a proveden experiment na 4 sadách vzorků ze stejné směsi UHPC. Receptura směsi je patentována Kloknerovým ústavem a dosahuje charakteristické 28denní pevnosti 140 MPa. Sady vzorků byly ošetřovány různým způsobem a ve vodním prostředí. Ošetřování bylo zahájeno po odbednění vzorků ve stáří 24 hodin a bylo ukončeno po dalších 24 hodinách. Mechanické vlastnosti byly vyhodnocovány na válcových vzorcích průměru 150 mm (modul pružnosti a tlaková pevnost) a na krychlicích o hraně 100 mm (tlaková pevnost). Mechanické vlastnosti byly vyhodnoceny v době po odbednění (1 den), po ukončení ošetřování (2 dny) a po 7 a 28 dnech od betonáže.

Ošetřování zvýšenou teplotou bylo prováděno ve vodním prostředí v kádích, kde byla udržována teplota pomocí ponorných ohříváčů spínaných automaticky teplotním čidlem umístěným v kádi.

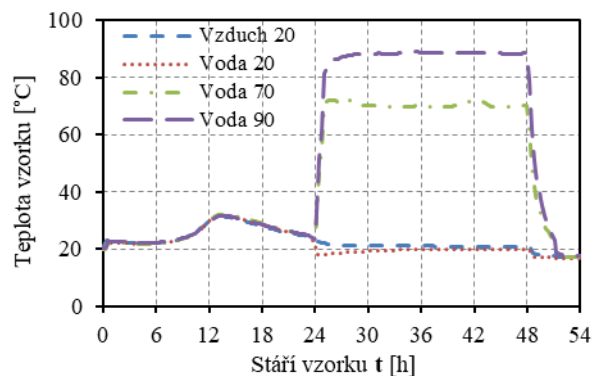


Obr. 1: Sada vzorků v průběhu ošetřování.

Z hlediska způsobu ošetřování byly měřeny 4 sady vzorků:

- Neošetřované vzorky umístěné po odbednění na vzduchu při pokojové teplotě. Tyto vzorky jsou dále uváděny pod označením „Vzduch 20“.
- Vzorky ponořené do vodního prostředí o pokojové teplotě po dobu 24 hodin („Voda 20“).
- Vzorky ponořené do vodního prostředí o teplotě 70 °C po dobu 24 hodin („Voda 70“).
- Vzorky ponořené do vodního prostředí o teplotě 90 °C po dobu 24 hodin („Voda 90“).

Průběh teploty vzorků před a v průběhu ošetřování je patrný na grafu níže. Při ošetřování sady „Voda 70“ byla průměrná teplota 70,6 °C a sady „Voda 90“ 88,0 °C.



Obr. 2: Průběh teploty vzorků při ošetřování.

Pro měření smršťování a dotvarování byly v každé sadě 3 trámky o rozměrech 70x70x300 mm. Trámky byly opatřeny strunovými tenzometry, které umožnily měření hodnot přetvoření již od okamžiku betonáže. V případě ošetřovaných vzorků muselo být měření přerušeno po dobu ošetřování, avšak teplota byla měřena přímo v kádích. Ihned po vyndání byly vzorky napojeny na centrálu pro záznam výsledků.



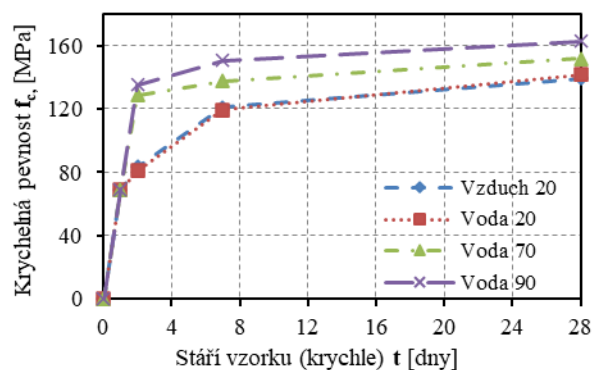
Obr. 3: Měření přetvoření vzorků po ukončení ošetřování.

Smršťování bylo měřeno z každé sady na 1 trámku, dotvarování na 2 trámcích, které byly umístěny dohromady do standů a ihned po vychladnutí po ošetřování byly zatíženy hydraulickým lisem silou 150 kN, což představuje 37 % průměrné tlakové pevnosti neošetřovaného vzorku naměřené v době 2 dnů po betonáži.



Obr. 4: Umístění trámků pro měření dotvarování do standů s pružinami.

Ošetřování zvýšenou teplotou ve vodním prostředí výrazně podporuje hydrataci, což je zřejmé z rychlého nárůstu pevnosti vzorků a také z rychlosti náběhu autogenního smršťování, jak bude ukázáno dále. Průměrná tlaková pevnost měřená na krychlích ošetřovaných 90 °C byla 135,1 MPa. Tato hodnota je velmi blízko průměrné 28denní pevnosti neošetřovaného vzorku, která byla 139,2 MPa. Nárůst pevností jednotlivých sad je zobrazen na grafu níže. Zároveň je z grafu patrné, že samotné ošetřování bez zvýšené teploty nemá na nárůst pevnosti téměř žádný vliv.



Obr. 5: Závislost dopočteného modulu pružnosti na průměrné pevnosti betonu.

4. MODEL B4

Nejmodernější a nejrozšířenější model pro popis reologického chování betonu je model B4, který vznikl v roce 2014 (Bažant et al. 2014). Model byl vyvinut rozšířením původního modelu B3 za účelem co možná nejpřesnějšího popisu dlouhodobých reologických změn u konstrukcí velkého významu, jako jsou například mosty velkých rozpětí (zavěšené, letmo betonované či sprážené), vysoké budovy, obaly reaktorů jaderných elektráren, přehrad, chladič věže nebo velké skořepinové konstrukce. Pro takové konstrukce je nezbytný co možná nejpřesnější popis dlouhodobých vlastností betonu, aby byla možnost navrhnout konstrukce na základě reálného chování, pro zaručení použitelnosti těchto konstrukcí po celou dobu jejich dlouhé životnosti.

Model B4 je formulován na základě velkého množství měření a zkoušek, a to jak provedených v nedávné době, tak i publikovaných dříve. Model popisuje dotvarování a smršťování daleko komplexněji a se zahrnutím více vlivů; například uvažuje s vlivem složení betonové směsi, včetně uvažování efektů příměsí, a třídí betonové prvky do typů podle tvaru. Pro aplikaci na konstrukce z UHPC je nanejvýš výhodný i parametr zohledňující teplotu při hydrataci. Výhodou modelu je jeho neustálý vývoj na základě nových měření a zkoušek a relativně snadná možnost jeho adaptace pro popis chování betonu ze zkoušek provedených z konkrétního betonu (nebo parametrické studie), pro konkrétní projekt.

4.1. Adaptace modelu B4

Jelikož model B4 vznikl pro popis chování betonu běžných tříd a složení, obsahuje definice modelu jistá omezení a definuje obor platnosti modelu. Z hlediska použití pro predikci chování

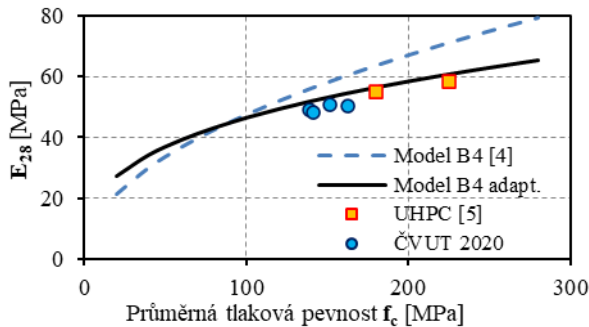
UHPC jsou důležité následující omezení (Bažant et al. 2014). Uvedeny jsou i použité modifikace pro použití s UHPC.

4.1.1. Pevnost betonu

Omezení pevností betonu má vliv zejména na výpočet 28denního modulu pružnosti, pro UHPC, které pro níže uvedené směsi dosahuje pevností 140-220 MPa, model B4 nadhodnocuje velikost modulu pružnosti o cca 20 %.

$$15 \text{ MPa} \leq f_c \leq 70 \text{ MPa} \quad (1)$$

Modul pružnosti vysokopevnostního betonu je v modelu B4 určován z průměrné 28denní pevnosti betonu. Pro pevnost betonu nad 70MPa, je hodnota modulu pružnosti modelem B4 nadhodnocována, vhodnější se jeví přístup k určení modulu pružnosti UHPC uvedeným ve Fib Model kódu 2010 (MC10). V Model kódu je uvažován komplexnější přístup k určování modulu pružnosti včetně zohlednění různých typů plniva. Při porovnání byly použity limitní hodnoty z experimentů (Graybeal et al. 2006) a vlastní experimentálně získané hodnoty a obě sady vykazují dobrou shodu.



Obr. 6: Závislost dopočteného modulu pružnosti na průměrné pevnosti betonu

4.1.2. Teplota při ošetřování

Jak již bylo uvedeno, ošetřování betonu zvýšenou teplotou má dominantní vliv na celkovou míru přetvoření od smršťování a dotvarování. Ošetřování teplotou až 90 °C významně překračuje uvedený obor platnosti modelu B4.

$$20 \text{ °C} \leq T_{cur} \leq 30 \text{ °C} \quad (2)$$

Z experimentů je patrný výrazně podhodnocení účinku teploty nad 50 °C, upravený výpočet parametru β_{Th} je patrný níže a obsahuje další exponenciální složku, která zajišťuje výrazná nárůst parametru při ošetřování teplotami až do 90°C.

$$\beta_{Th,opr} = \beta_{Th} + \exp\left(\frac{3 \cdot U_h}{R} \cdot \left(\frac{1}{293} - \frac{1}{T_{cur} + 231}\right)\right) \quad (3)$$

Další účinek teplotního ošetřování je na parametr β_{Ts} , který popisuje vliv teploty na difúzi vlhkosti. Jelikož zrání betonu je významně akcelerováno, je nutné rozdělit složku vysychání betonu při ošetřování a vysychání po ukončení ošetřování.

4.1.1. Vodní součinitel

Omezení velikosti vodního součinitele je zásadní materiálová charakteristika, která se používá jak pro určení celkového přetvoření od smršťování i dotvarování. Velmi malé množství záměsové vody v UHPC odpovídá hodnotě vodního součinitele

nižší, než je spodní limit modelu B4, rovněž je potřeba upravit poměr plniva a cementu.

$$0,22 \leq w/c \leq 0,8 \quad \text{a} \quad 1,0 \leq a/c \leq 13,2 \quad (4)$$

Vodní součinitel w/c má významný efekt na výpočet poměrného přetvoření zejména od autogenního smršťování a od dotvarování. UHPC je však velmi specifický materiál s vodním součinitelem 0,15-0,2. Konzistence UHPC je následně upravena použitím superplastifikátorů. Použití takto nízkého vodního součinitele však vede na řádovou neshodu predikovaných výsledků s experimenty. Je to způsobeno tím, že hydratace při extrémním nedostatku záměsové vody ponechá část cementu nehydratovaného. Tento cement působí jako jemnozrné plnivo. Způsob ošetřování zvýšenou teplotou má za následek urychlené zrání v prostředí vysoce nasyceného vodou, což zajišťuje horká pára. Z experimentu je patrný transport vodních par z okolního prostředí do struktury betonu, kde napomáhá hydrataci cementu. Tento efekt je možné v modelu B4 zohlednit redukcí v w/c ve výpočtu použitým vodním součinitelem o efekt ošetřování vyjádřeného parametrem β_{Th} .

$$w/c = w/c_{min} - \frac{1}{250} \sqrt{\beta_{Th}} \quad (5)$$

Tuto tezi potvrzují i tlakové zkoušky na vzorcích ze shodné receptury. V úpravě parametru a/c (poměr plniva a cementu) je potřeba zahrnout podíl cementu, který se nezúčastní hydratace.

$$a/c = \frac{a+c - \frac{w}{w/c}}{\frac{w}{w/c}} \quad (6)$$

Jako složka plniva a je uvažována hmotnost všech složek betonové směsi s výjimkou vody, hydratujícího cementu a superplastifikátoru, přičemž vyšší množství plniva omezuje projevy autogenního smršťování a dotvarování.

4.2. Úprava výpočtu přetvoření od vysychání

Z provedených experimentů je jednoduchý závěr, a tím je, že u UHPC se projevuje velmi nízká míra přetvoření od vysychání. V modelu B4 závisí konečná hodnota smršťování od vysychání kromě složení betonu hlavně na rozdílu 100 % a RH (relativní vlhkosti) okolí, a to za použití součinitele vlivu vlhkosti:

$$r_h = 1 - h^3 \quad \text{pro} \quad h \leq 0,98 \quad (7)$$

Při relativní vlhkosti větší než 98 % dochází dále dle modelu k bobtnání. U UHPC dochází zejména při ošetřování k téměř plné hydrataci záměsové vody, a i vody použité při ošetřování a ve struktuře UHPC tedy zbývá velmi málo vody, která by mohla uniknout vysycháním a zejména s rychlou hydratací je spojen i rapidní pokles relativní vlhkosti uvnitř mladého UHPC, a to až na teoretickou úroveň nižší, než je vlhkost okolního prostředí. Navrhovaná úprava modelu spočívá v definici h_c , což reprezentuje relativní vlhkost ve struktuře betonu jako funkci w/c . Pozměněný vztah (8) je uveden níže.

$$r_h = 1 - (h + (1 - h_c))^3 \quad \text{a zároveň} \quad r_h \geq 0 \quad (8)$$

V této oblasti a zejména pro UHPC není k dispozici dostatečné množství dat, většina studií konstatuje, že ke smršťování vysycháním v případě UHPC nedochází. Z použitých zdrojů jsou patrné mírné projevy smršťování vysycháním pouze ve francouzské studii (Francisco et al. 2012). Na základě této studie a studie z USA (Graybeal et al. 2006) byla odhadnuta závislost

parametru h_c na w/c . Pro beton běžné třídy zůstává model B4 po modifikaci konzistentní.

5. KALIBRACE MODELU B4

Pro predikci přetvoření od smršťování model B4 nabízí několik sad součinitelů příměsí, v případě UHPC se jedná o sadu součinitelů buď při použití superplastifikátoru nebo křemičitého úletu, ale ne obou složek najednou. UHPC svou recepturou odpovídá oběma podmínkám, přičemž součinitele samotné se výrazně odlišují. Součinitele pro smršťování jsou uvedeny v tabulce 1. Jelikož ani jedna z těchto sad empirických součinitelů neodpovídá naměřeným hodnotám, je nutné jejich hodnoty stanovit z naměřených hodnot.

Tabulka 1: Vliv příměsí na smršťování (Bažant et al. 2014)

Třída použité příměsí (% z c)	$\times p_2$	$\times p_3$	$\times p_4$	$\times p_5$
Superpl. ($\geq 0\%$)	0,72	2,19	1,72	0,48
Kř. úlet ($\geq 0\%$)	1,12	3,11	0,51	0,61
Použito pro vyhodnocení	2,25	2,30	2,40	0,48

Různá směsí UHPC vykazují velmi rozdílné rychlosti náběhu autogenního smršťování při ošetřování zvýšenou teplotou. Například v dostupné studii (Flietstra et al. 2012) je náběh pozvolný, ale v jiné studii (Graybeal et al. 2006) a vlastním měření je nárůst přetvoření významný již v průběhu ošetřování. Z tohoto důvodu je obtížné najít univerzální popis chování UHPC různých receptur jedním modelem smršťování. Pro kalibraci naměřených výsledků byla rychlost nárůstu přetvoření od smršťování řízena parametrem r_t , který má na rychlost náběhu přetvoření přímý vliv. V původním modelu B4 má hodnotu -4,5. Pro vyhodnocení naměřených hodnot byla použita hodnota -1,2.

Pro predikci přetvoření od dotvarování model uvažuje i s kombinovaným účinkem superplastifikátorů a křemičitého úletu (součinitele uvedeny v tab. 2), avšak reálně použité množství křemičitého úletu téměř 4x překračuje hodnotu poslední hraniční hodnoty při použití superplastifikátoru zároveň s křemičitým úletem. I v případě dotvarování není pro predikci možné použít žádnou z uvedených sad součinitelů.

Tabulka 2: Vliv příměsí na dotvarování (Bažant et al. 2014)

Třída použité příměsí (% z c)	$\times \tau_{cen.}$	$\times \epsilon_{au}$	$\times r_{ew}$	$\times r_{\alpha}$
Superpl. ($\leq 5\%$), Kř. úlet ($\leq 8\%$)	6,00	2,80	0,29	0,21
Superpl. ($\leq 5\%$), Kř. úlet ($\geq 8\%$)	3,00	0,96	0,26	0,71
Superpl. ($\geq 5\%$), Kř. úlet ($\leq 8\%$)	8,00	1,95	0,00	1,00
Kř. úlet ($\leq 8\%$)	1,90	0,47	0,00	1,20
Kř. úlet ($> 8\%$, $\leq 18\%$)	2,60	0,82	0,00	1,20
Kř. úlet ($> 18\%$)	1,00	1,50	5,00	1,00
Použito pro vyhodnocení	6,00	2,28	0,00	1,00

Nespojitý charakter součinitelů příměsí při použití superplastifikátorů a velkého množství křemičitého úletu je

problematické pro plošné použití modelu bez nutnosti jeho kalibrace pro použitou recepturu právě za pomoci těchto součinitelů.

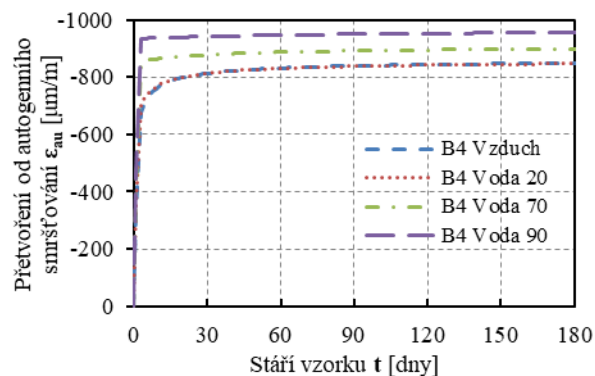
Tento nedostatek by bylo možné odstranit parametrickou experimentální studií vlivu příměsí a jejich kombinací na chování UHPC. Pro naměřené hodnoty byly určeny sady součinitelů tak, aby výsledky modelu B4 odpovídaly naměřeným hodnotám.

6. VÝSLEDKY

Po aplikování výše uvedených modifikací modelu B4 je patrná velmi dobrá shoda experimentů s predikcí adaptovaného modelu.

6.1. Autogenní smršťování

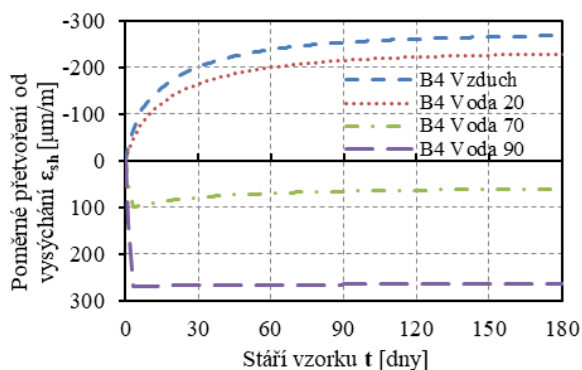
Průběh přetvoření od autogenního smršťování v čase odpovídá průběhu nárůstu pevností betonu při různých scénářích ošetřování. Nejvyšší hodnoty autogenního smršťování dosahují vzorky ošetřované 90°C. Hodnota dosažená po ukončení ošetřování je dále téměř konstantní.



Obr. 7: Nárůsty přetvoření od autogenního smršťování UHPC predikované modifikovaným modelem B4

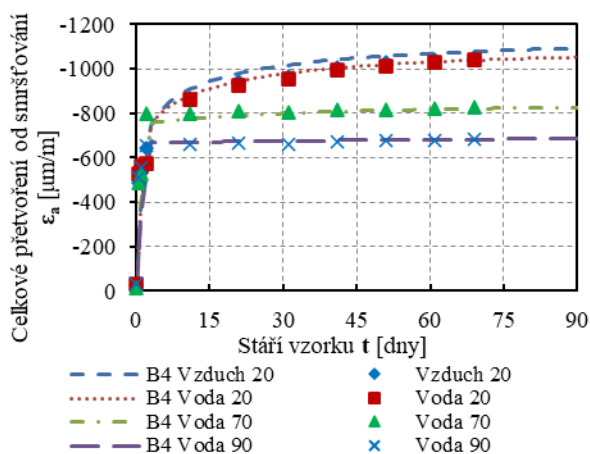
6.2. Smršťování vysycháním a celkové smršťování

Smršťování vysycháním dosahuje očekávaných výrazně nižších hodnot než autogenní smršťování, velmi výrazně se v případě smršťování vysycháním projevuje účinek ošetřování. Při ošetřování zvýšenou teplotou je významně urychleno zrání betonu a beton po tuto dobu je stále ve vodním prostředí. Dochází tedy k jeho bobtnání, které je ukončeno v době ukončení ošetřování. V tuto chvíli je však vzorek UHPC zralý a k difúzi vodních par nadále dochází jen ve velmi omezeném množství a vzorek zůstává dlouhodobě nabobtnán, neboť voda, která se dostala do struktury betonu v době ošetřování, je již uzamčena ve struktuře betonu.



Obr. 8: Nárůsty přetvoření od smršťování vysýcháním UHPC predikované modifikovaným modelem B4

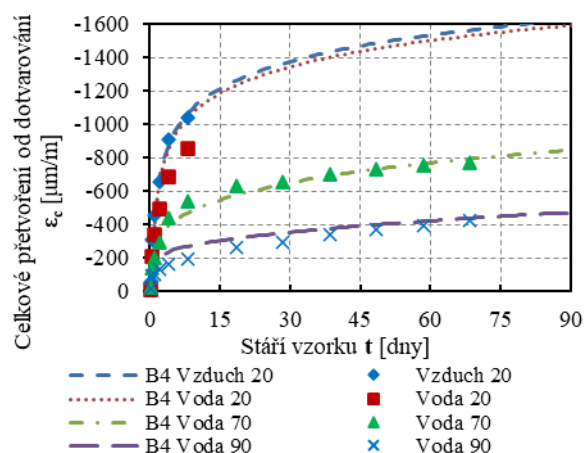
Výše popsaný princip smršťování vysýcháním je potvrzen naměřenými daty, kdy měřená hodnota celkového přetvoření od smršťování je nižší pro vzorky ošetřované vyšší teplotou ve vodním prostředí. Tyto vzorky navíc vykazují jen malý nárůst přetvoření v měsících následujících po ošetřování, což dokazuje velmi nízkou úroveň difúze vodních par po ukončení ošetřování.



Obr. 9: Nárůst přetvoření od smršťování UHPC vzorků a porovnání s modifikovaným modelem B4

6.3. Dotvarování

V případě predikce přetvoření od dotvarování bylo dosaženo shody s experimenty při odhadnutí sady součinitelů příměsí odpovídající přibližné extrapolaci dostupných sad součinitelů vlivu množství příměsí, kterými byl model kalibrován.



Obr. 10: Nárůst přetvoření od dotvarování UHPC vzorků a porovnání s modifikovaným modelem B4

Záhy po začátku měření vzorků na dotvarování došlo k selhání několika tenzometrů zabudovaných ve vzorcích „Vzduch 20“ a „Voda 20“. Validní data bylo možné získat pro tyto vzorky jen prvních 8-10 dnů po vnesení zatížení. Tato část experimentu je v současné době opakována, aby byla získána data popisující dlouhodobý průběh dotvarování.

Adaptovaný a kalibrováný model B4 vykazuje velmi dobrou shodu s naměřenými hodnotami a také s měřeními z USA (Graybeal et al. 2006) a to z hlediska jak konečné hodnoty přetvoření od smršťování a dotvarování, tak rychlosti jejich nárůstu.

7. ZÁVĚR

V tomto článku bylo představeno a vyhodnoceno chování UHPC z hlediska smršťování a dotvarování. Byl zdokumentován efekt ošetřování UHPC raného stáří zvýšenou teplotou ve vodním prostředí a byla ověřena vhodnost modelu B4 pro předpověď smršťování a dotvarování UHPC. Hlavní výhodou modelu B4 je uvažování vlivu příměsí a zvýšené teploty při ošetřování betonu. V článku byly nejvýznamnější limity modelu B4 identifikovány a byla představena adaptace modelu B4 pro použití na směsi UHPC, která vykazuje velmi dobrou shodu s naměřenými hodnotami a s měřeními publikovanými ve světě.

Z hlediska dalšího výzkumu pro získání obecného modelu smršťování a dotvarování UHPC se jeví jako nejvýznamnější vliv příměsí a korelace mezi množstvím použitého superplastifikátoru a křemičitého úletu. Překážkou při tvorbě obecného modelu je nedostupnost konkrétních receptur směsí UHPC, jelikož ty jsou často chráněny obchodním tajemstvím a nebývají ve zdrojích uváděny.

PODĚKOVÁNÍ

Teoretické podklady pro prezentované výsledky byly získány za finanční podpory z prostředků studentské grantové soutěže v rámci projektu SGS20/042/OHK1/1T/11 „Analýza dlouhodobého chování mostních konstrukcí s prvky z UHPC“. Experimenty byly připraveny a provedeny Kloknerovým ústavem v Praze.

Reference

- Burkart, I., Mueller, H. S. (2008), Creep and shrinkage characteristics of ultra high strength concrete (UHPC), *Proceedings of 2nd International Symposium on Ultra High Performance Concrete*
- Francisco, P., Benboudjema, F., Rougeau, P., Torrenti, J. M. (2012), Creep and shrinkage prediction for a heat-treated Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concrete, *Proceedings of 3rd International Symposium on UHPC and Nanotechnology for High Performance Construction materials*, 3/2012
- Flietstra, J. C., Ahlborn, T. M., Harris, D. K., Silva, H. M. (2012), Creep Behavior of UHPC under Compressive Loading with Varying Curing Regimes, *Proceedings of 3rd International Symposium on UHPC and Nanotechnology for High Performance Construction materials*
- Bazant, Z. P., RILEM Technical Committee TC-242-MDC (2014), Model B4 for creep, drying shrinkage and autogenous shrinkage of normal and high-strength concretes with multi-decade applicability, *Materials and Structures*,
- Graybeal, B. A. (2006), Material Property Characterization of Ultra-High Performance Concrete, *Final report*; Office of Infrastructure Research and Development, Federal Highway Administration

VLASTNOSTI ZTVRDLÉHO BETONU S POUŽITÍM RECYKLOVANÉHO KAMENIVA

Tomáš Trtík, *

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

ABSTRAKT

Článek popisuje základní mechanické vlastnosti betonu s recyklovaným kamenivem a navazuje na předchozí výzkum za spolupráce s recyklační společností AZS 98 s.r.o. Jemný prach vznikající při recyklaci je pomocí podtlaku odtahován z drtící komory zařízení a zachycen v cyklonovém separátoru. Výzkum se zaměřil na jemný prach, vznikající při drcení betonu, jako možnou náhradu cementu a zároveň došlo k absolutní náhradě hrubé frakce přírodního kameniva za recyklované kamenivo. Výzkum se zabývá návrhem betonové směsi s rozdílným množstvím cementu za použití jemného betonového prachu, recyklovaného hrubého kameniva a vyhodnocuje vliv na tlakovou pevnost.

KLÍČOVÁ SLOVA

Recyklované kamenivo • Recyklovaný beton • Tlaková pevnost
• Prach • Hrubá frakce kameniva

ABSTRACT

The article describes the basic mechanical properties of concrete with recycled aggregates and builds on previous research in cooperation with the recycling company AZS 98 s.r.o. The fine dust generated during recycling is drawn off from the crushing chamber of the device by means of a vacuum and collected in a cyclone separator. The research focused on fine dust generated during the crushing of concrete as a possible replacement for cement, and at the same time there was an absolute replacement of the coarse fraction of natural aggregate with recycled concrete aggregate. The research deals with the design of a concrete mixture with different amounts of cement using fine concrete dust, recycled coarse aggregate and evaluates the effect on compressive strength.

KEYWORDS

Recycled Aggregate • Recycled Concrete • Compressive strength • Fine Dust • Coarse Recycled Aggregates

1. ÚVOD

Stavební a demoliční odpad je jeden z nejvíce objemných a těžkých odpadů, které jsou na světě produkovány. Je tvořen z různých materiálů, kam spadá např. beton, cihla, dřevo, ocel, a asfaltové směsi, tyto materiály mohou být znovu použity pro další stavbu (Fischer 2009). V evropské unii tvoří stavební a demoliční odpad zhruba dvě třetiny veškerého vyprodukovaného odpadu. Evropská rada rozhodla o vzniku Sedmého akčního programu pro životní prostředí, podle kterého by se mělo v roce 2020 recyklovat minimálně 70% stavebního a demoličního odpadu (Environment Action Programme).

V uplynulých letech se téměř celosvětově věnovala recyklaci stavebního a demoličního odpadu velká pozornost, která bude jistě v dalších letech pokračovat, a to z důvodu blížícího se konce životnosti velkého množství staveb. Oblast využití recyklovaného kameniva ze stavebního a demoličního odpadu je velmi široká a lze v ní uplatnit řadu nových technologií a postupů, které přispívají k dalšímu vědeckému pokroku. Snaha zvýšit míru recyklace odpadů ze staveb a tedy uplatnit více znovupoužitého materiálu má jak aspekty společenské odpovědnosti, tak ekonomické v případě států, kde nejsou zdroje přírodního kameniva dostupné.

Nejefektivnější využití recyklovaného betonového kameniva je jako částečná nebo úplná náhrada přírodního kameniva v betonu. Odpadní beton tvoří až 40 % objemu stavebního a demoličního odpadu, což vede ke zbytečnému plýtvání s drahocennými a mnohdy neobnovitelnými přírodními zdroji. Recyklované kamenivo musí splnit požadavky na základní mechanické a trvanlivostní vlastnosti jako je objemová hmotnost, mrazuvzdornost, nasákavost, což bylo prokázáno v předešlém výzkumu (Trtík, 2019). Hrubá frakce kameniva vzhledem k dlouhodobějšímu celosvětovému výzkumu našla uplatnění pro použití v betonu jako umělé kamenivo a na základě zkušeností byly zpracovány normy, které upravují podmínky použití recyklovaného kameniva v betonu.

1.1. Procentuální nahrazení přírodního kameniva

Možnosti nahrazení hrubé frakce kameniva betonu recyklovaným kamenivem a požadavky na vlastnosti recyklovaného kameniva stanovují platné české normy (ČSN EN 206, 2018, ČSN EN 12620, 2008).

* Školitel: doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.

Tabulka 1 : Složení jednotlivých betonových směsí – předchozí výzkum.

	C1 (kg/m ³)	C2 (kg/m ³)	C3 (kg/m ³)	C4 (kg/m ³)	C5 (kg/m ³)	C6 (kg/m ³)
CEMENT	380 ^c	300 ^c	380 ^d	300 ^d	380 ^d	300 ^d
VODA	149	149	149	149	149	149
NA^a (0-4mm)	800	850	800	850	800	850
NA^a (4-8mm)	175	175	175	175	125	125
NA^a (8-16mm)	525	525	525	525	375	375
PLASTIFIKÁTOR	2	2	2	2	2	2
RAC^b (4-8mm)	75	75	75	75	125	125
RAC^b (8-16mm)	225	225	225	225	375	375

^a Přírodní kamenivo

^b Recyklované kamenivo

^c Cement Mokrý (42,5 R)

^d Cement Radotín (42,5 R)

Tabulka 2 : Procentuální nahrazení hrubé frakce kameniva recyklovaným kamenivem pro každou směs – předchozí výzkum.

	C1	C2	C3	C4	C5	C6
Procentuální náhrady	30%	30%	30%	30%	50%	50%

Tabulka 3 : Složení jednotlivých betonových směsí.

	C7 (kg/m ³)	C8 (kg/m ³)	C9 (kg/m ³)	C10 (kg/m ³)
CEMENT	380 ^c	300 ^c	266 ^d	210 ^d
VODA	149	149	149	149
NA^a (0-4mm)	800	850	650	750
NA^a (4-8mm)	0	0	0	0
NA^a (8-16mm)	0	0	0	0
PLASTIFIKÁTOR	2	2	2	2
RAC^b (4-8mm)	250	250	250	250
RAC^b (8-16mm)	750	750	750	750
PRACH	0	0	114	90

Norma umožňuje maximálně 50% nahrazení hrubého kameniva viz. Tabulka 4.

Tabulka 4 : Maximální procentuální náhrada hrubého kameniva.

	X0	XC1, XC2	XC3, XC4, XF1, XA1, XD1
Typ A	50%	30%	30%
Typ B	50%	30%	0%

^a Recyklované kamenivo typu A ze známého zdroje se může použít pro stupně vlivu prostředí, pro které byl navržen původní beton s maximálně 30% nahrazením.

^b Recyklované kamenivo typu B se nepoužívá do betonu třídy pevnosti v tlaku větší než C30 / 37.

Pro jemnou frakci recyklovaného kameniva zatím nebylo nalezeno adekvátní uplatnění, což odpovídá faktu, že použití této frakce kameniva není povoleno stávajícími platnými normami.

1.2. Složení betonové směsi

Předchozí výzkum byl založen pouze na částečné procentuální náhradě hrubé frakce v souladu s normou. Použité směsi jsou uvedeny v Tabulce 1 a procentuální náhrady kameniva jsou uvedeny v Tabulce 2.

V aktuálním výzkumu byly navrženy čtyři série betonových směsí viz. Tabulka 3. Tato série se stejně jako v předchozím výzkumu rozdělují na dvě skupiny, jedna s vyšším obsahem cementu a jedna s minimálním množstvím pro konstrukční betony. U série betonových směsí C7 a C8 došlo v receptuře k úplné náhradě střední a hrubé frakce přírodního kameniva za

recyklované kamenivo. Směs C7 obsahuje 380 kg/m³ cementu a směs C8 obsahuje 300 kg/m³, což je minimální přípustné množství cementu pro konstrukční beton. Odseparovaný jemný prach z recyklační technologie byl přidán do směsi C9, kde prach funguje jako částečná náhrada jemné frakce přírodního kameniva a v menší míře jako náhrada cementu, je to z důvodu, že jemné částice recyklovaného betonu mají latentně hydraulické vlastnosti (Zobal 2010, Šeps 2014). Náhrada byla zvolena jak pro směs C9, tak C10 jako 30 hmotnostních procent cementu. Poslední navržená směs C10 tedy obsahuje 90 kg/m³ jemného betonového prachu a 210 kg/m³ cementu. Množství jemné frakce přírodního kameniva byla upravena podle objemové rovnice.

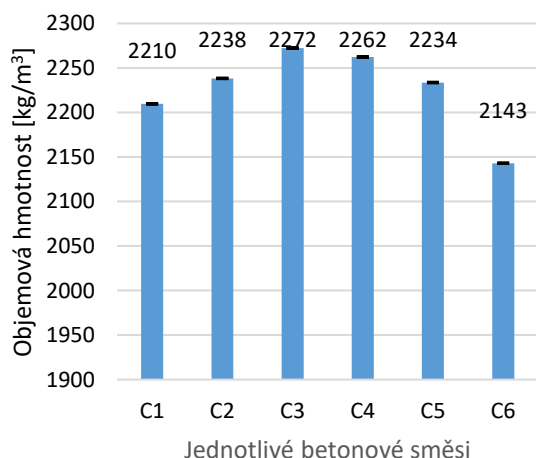
1.3. Recyklační proces

V drtící komoře jednotky vzniká největší podíl jemných částic, což znamená velkou prašnost. Úpravou technologie dochází k odsávání komory za pomoci vytvořeného podtlaku, což eliminuje rozptýl prachu do okolí. Zachycený prach je potrubím přiveden do cyklonového separátoru. Upravená recyklační technologie zachytává při drcení betonových fragmentů jemné částice, které lze využít jako jemnou frakci kameniva nebo náhradu cementu, jelikož může obsahovat částice nezhydratovaného cementu, případně mechanicky aktivované částice cementu (při drcení se částice cementu zmenší a mohou poté mít znovu hydraulické vlastnosti).

2. VÝSLEDKY

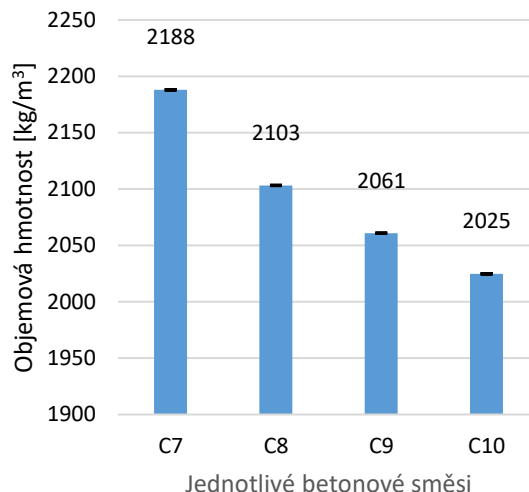
2.1. Objemová hmotnost

Průměrné výsledky objemových hmotností betonových těles z předešlého výzkumu rozdělné podle betonových směsí jsou prezentovány na obrázku 1.



Obrázek 1: Průměrné objemové hmotnosti těles z předešlého výzkumu.

Obrázek 2 prezentuje výsledky průměrných objemových hmotností s přidáním jemného prachu a redukcí objemu cementu v betonové směsi.

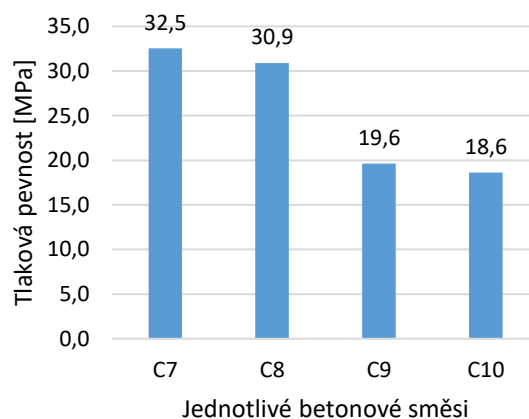


Obrázek 2: Průměrné objemové hmotnosti betonových těles.

Objemová hmotnost vzorků se vzrůstajícím obsahem recyklovaného kameniva klesá a při použití betonového prachu ještě víc. Pro splnění podmínek hutného betonu není možné použít náhradu cementu větší než 30 hmotnostních procent, protože by se objemová hmotnost dostala pod hranici 2000 kg/m³.

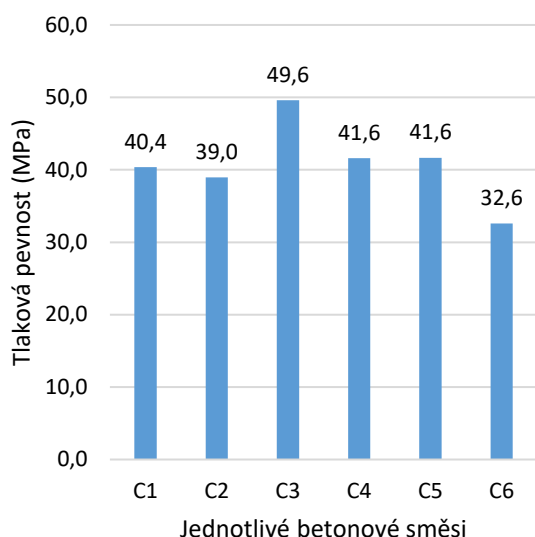
2.2. Tlaková pevnost

Pevnost v tlaku byla měřena podle ČSN EN 12390-3. Zkoušky krychelné pevnosti v tlaku byly provedeny na vzorcích o rozměrech 150/150/150 mm v univerzálním zkušebním zařízení ZD100. Pro každou sérii betonových směsí bylo celkem vyrobeno pět vzorků. Průměrné charakteristické krychelné pevnosti v tlaku jsou uvedeny na obrázku 3.



Obrázek 3: Charakteristické krychelné tlakové pevnosti.

Charakteristické krychelné tlakové pevnosti předešlého výzkumu jsou uvedeny na obrázku 4.



Obrázek 4: Průměrné krychelné tlakové pevnosti.

Všechny řady betonových směsí lze klasifikovat do třídy betonu C25/30, včetně řady C6, která byla navržena tak, aby splňovala třídu betonu C16/20.

3. DISKUZE

Charakteristické tlakové pevnosti směsí s plnou náhradou hrubé složky přírodního kameniva recyklovaným (C7 a C8) vyšly 32,5 respektive 30,9 MPa a splňují tak pevnostní třídu betonu C25/30. Co se týká směsí (C9 a C10) s plnou náhradou hrubého kameniva a 30% náhrady cementu, ty ukazují výsledky o poznání nižší 19,6 respektive 18,6 MPa a šly by použít pro beton pevnostní třídy C12/15, pro dosažení lepších výsledků by bylo nutno zmenšit procentuální náhradu cementu. Je pochopitelné, že při vyšší dávce hrubé složky recyklovaného kameniva je výsledná pevnost nižší, stále ale lze dosáhnout dobrých výsledků a splnit podmínky pro beton pevnostní třídy C 25/30.

Objemová hmotnost vzorků se vzrůstajícím obsahem recyklovaného kameniva klesá a při použití betonového prachu ještě víc. Pro splnění podmínek hutného betonu není možné použít náhradu cementu větší než 30 hmotnostních procent, protože by se objemová hmotnost dostala pod hranici 2000 kg/m³.

4. ZÁVĚR

Výsledky tlakové pevnosti betonu ukazují, že i při úplné náhradě hrubé frakce kameniva a minimálním povoleném množstvím cementu pro betonové směsi lze vytvořit zatvrdlý beton, který splňuje třídu pevnosti C25/30, případně lze použít i betonového prachu pro nižší pevnostní třídu betonu, ale zpracovat tak další druhotnou surovinu, která by jinak byla uvolňována do prostředí. Podle dosažených výsledků je patrné, že recyklace betonu ve dvou cyklech může přinést výrazně lepší výsledky než kamenivo vyrobené v běžném recyklačním procesu s jedním cyklem.

V této oblasti je třeba pokračovat, aby bylo zajištěno trvale udržitelného rozvoje, je nutné ještě zvýšit využití recyklovaného betonu a druhotných surovin obecně, což nejenom šetří přírodní zdroje, ale začne i v našich podmínkách být ekonomickou nutností. Cena přírodních materiálů bude i nadále stoupat a zanedlouho přijde doba, kdy bude cena recyklovaného kameniva nižší než přírodního. Je nutné brát v potaz omezení, které sebou použití recyklovaného kameniva nese a připravit se na ně právě výzkumem v této oblasti.

PODĚKOVÁNÍ

Príspevek vznikl za podpory projektu (č. TH02030649) „Environmentálně efektivní stavební a demoliční odpad do konstrukcí“, projektu (č. SGS19/149/OHK1/3T/11) a projektu (č. SGS20/109/OHK1/2T/11).

Reference

- Fischer C., Werge M., Reichel A.: EU as a Recycling Society. Present Recycling Levels of Municipal Waste and Construction & Demolition Waste in the EU European Topic Centre on Resource and Waste Management 2009. <http://ec.europa.eu/environment/action-programme/> (16. 9. 2020)
- Czech office for standards metrology and testing. (2018), ČSN EN 206 + A1 Concrete – Specification, performance, production and conformity, Prague.
- Czech office for standards metrology and testing. (2008), ČSN EN 12620 + A1 Aggregates for concrete, Prague.
- Yang, J., Du, Q., Bao, Y. (2011), Concrete with recycled concrete and crushed clay bricks, in ‘Construction and Building Materials’, Vol. 25, pp. 1935-1945
- Trtík, T. (2019), Properties of concrete with recycled aggregate manufactured by modified technology, in ‘PhD Workshop’
- Zobal, O. - Padevět, P. - Lidmila, M. - Tesárek, P.: Možnosti recyklace betonu. In Betonářské dny 2010. Praha: Česká betonářská společnost ČSSI, 2010, díl 1, s. 491-494. ISBN 978-80-87158-28-9.
- Šeps, K.; Broukalová, I. Properties of Cement Based Composite with Fine Ground Recycled Concrete In: Ecology and New Building Materials and Products 2014. Brno: Výzkumný ústav stavebních hmot, a.s., 2014. pp. 110-113. ISSN 1022-6680. ISBN 978-3-03835-188-7.
- ČSN EN 12390-3:2009 Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles

VLIV SMRŠŤOVÁNÍ A SMRŠŤOVACÍCH PRUHŮ NA NAPJATOST STROPNÍCH DESEK

*Radek Vašátko, **

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

ABSTRAKT

Vliv smršťování a smršťovacích pruhů byl sledován na lokálně podepřené stropní desce, a to v pátém nadzemním podlaží budovy Palmovka Open Park IV. Smršťování je sledováno pomocí tenzometrů umístěných po výšce stropní desky (u horního a dolního povrchu). Měření probíhá ve dvou bodech desky zvolených tak, aby bylo možné stanovit vliv provedených smršťovacích pruhů (viz Obr. 2). V každém bodě byly osazeny dva tenzometry ve směru předpokládané volné deformace (kolmo na okraj budovy), dále pak dva tenzometry ve směru předpokládané vázané deformace (rovnoběžně s okrajem budovy). V článku jsou komentovány výsledky měření prováděných v časových intervalech od vybetonování desky.

KLÍČOVÁ SLOVA

Smršťování • Smršťovací pruhy • Stropní deska

ABSTRACT

The influence of shrinkage and shrinkage strips was monitored on the locally supported ceiling slab, on the fifth floor of the Palmovka Open Park IV building. Shrinkage is monitored using strain gauges located along the height of the ceiling slab (near the top and bottom surfaces). The measurement takes place at two points of the plate selected so that it is possible to determine the effect of the realized shrinkage strips (see Fig. 2). At each point, two strain gauges were installed in the direction of the assumed free deformation (perpendicular to the edge of the building), then two strain gauges in the direction of the assumed bounded deformation (parallel to the edge of the building). The article comments on the results of measurements performed in time intervals since the concreting of the slab.

KEYWORDS

Shrinkage • Shrinkage stripes • Roof slab

1. POPIS MĚŘENÍ

1.1. Popis objektu

Objekt Palmovka Open Park IV, ve kterém byly osazeny tenzometry, stojí v Praze 8 na Palmovce. Celý komplex se skládá ze dvou hlavních objektů a dvou menších mezilehlých částí – spojovacího krčku a navazující haly. Hlavní budovy mají tři podzemní podlaží a osm nadzemních podlaží. Objekt má přibližný půdorysný tvar trojúhelníku s obdélníkovým výstupkem u jednoho vrcholu.

Dům je ukončen plochou střechou, kraj střechy je lemován atikami. Spodní stavba objektu je navržena jako bílá vana. Nosnou konstrukci objektu tvoří nosný železobetonový skelet – kombinace sloupů a monolitických stropních desek. Prostorovou tuhost konstrukce zajišťují tři železobetonová jádra. Konstrukce objektu je řešena jako jeden dilatační celek.



Obrázek 1: Vizualizace budovy Palmovka Open Park IV.

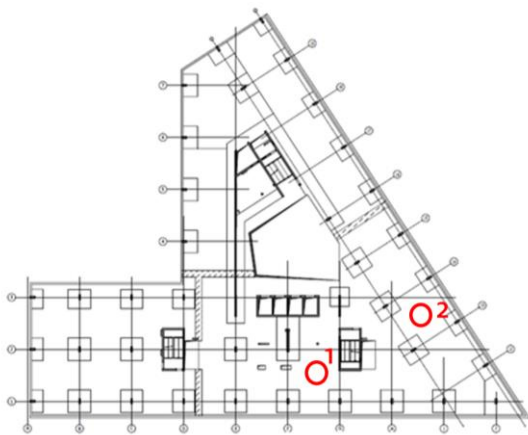
1.2. Umístění tenzometrů

K měření byly použity tenzometry EDS-20V-E. Strunové tenzometry byly umístěny na dvou místech do stropní desky v pátém nadzemním podlaží. V každém bodě byly dva tenzometry osazeny ve směru volné deformace (kolmo na hranu budovy) – jeden u horního povrchu a druhý u dolního povrchu. Další dva tenzometry byly osazeny ve směru vázané deformace (rovnoběžně s hranou budovy) – také u horního a

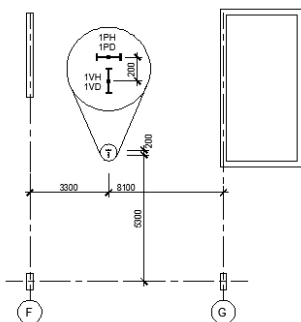
* Školitel: prof. Ing. Jan L. Vitek, CSc., FEng.

dolního povrchu. Umístění je zobrazeno na obr. 2, 3 a 4.. Další čtyři tenzometry byly osazeny do zkušebních válců, které jsou vyrobeny ze stejného betonu jako stropní deska. Válce byly umístěny v prostředí stavby.

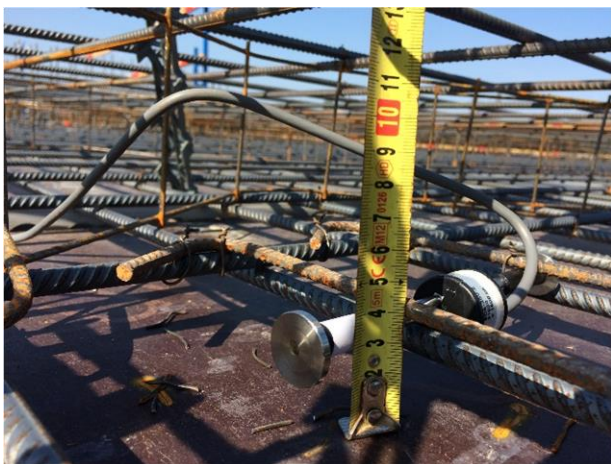
Tenzometry byly v obou bodech osazeny ve směru volného smršťování ve výšce 55 mm a 165 mm nad dolním povrchem stropní desky. Ve směru vázaného smršťování byly osazeny ve výšce 30 mm a 190 mm nad dolním povrchem stropní desky.



Obrázek 2: Půdorys budovy s vyznačenou polohou měřebných bodů.



Obrázek 3: Sčéma umístění tenzometrů ve stropní desce – bod 1 (bod 2 obdobně).



Obrázek 4: Umístění tenzometrů ve stropní desce.

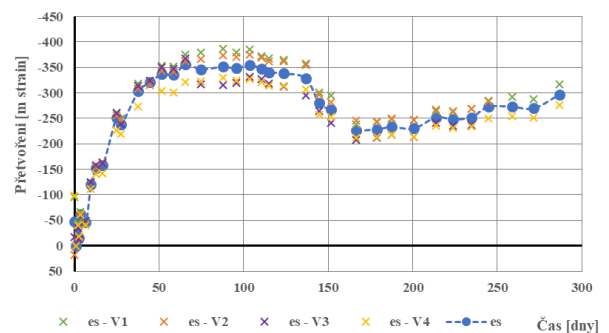
1.3. Průběh měření

Betonáž stropní desky proběhla dne 2.6.2017. Měření deformací probíhalo první týden po betonáži každý den, poté po dobu asi jednoho měsíce 2x týdně, od druhého měsíce probíhalo měření první rok přibližně 1x týdně, po prvním roce byl interval měření prodloužen na cca 1 měření za měsíc. Aktuálně probíhá měření přibližně jednou za 3 měsíce. Při každém měření deformací desky byla zároveň měřena deformace válců. Válce byly ale v březnu 2018 ztraceny (pravděpodobně vyhozeny pracovníky stavby).

2. NAMĚŘENÉ HODNOTY

2.1. Deformace válců

Na obr. 5 je zobrazen časový průběh deformací zkušebních válců V1 až V4. Vývoj deformací je hladký bez větších výkyvů. V prvních cca 50 dnech můžeme vidět nárůst deformace od smršťování, který se v čase cca od 50 do 140 dní ustálil na hodnotě kolem 350 μ strain. V čase cca 140 je patrné nabývání objemu betonu. To je způsobené tím, že byly válce nedopatřením po dobu asi jednoho až dvou týdnů vystaveny dešti. Hodnota přetvoření při tom klesla na cca 220 μ strain. Po následném umístění zkušebních válců do budovy začalo docházet k opětovnému vysychání válců a k nárůstu přetvoření.



Obrázek 5: Naměřené deformace zkušebních válců V1 až V4.

2.2. Deformace betonu v bodě č. 1

Na obr. 6 jsou zobrazeny naměřené vodorovné deformace stropní desky v bodě č. 1. Průběh deformací v čase je až na pár krátkodobých výkyvů hladký. Krátkodobé výkyvy, např. v čase cca 280 dní, jsou pravděpodobně způsobeny změnou relativní vlhkosti okolního prostředí. Můžeme si všimnout, že v tomto čase dochází ve směru vázané deformace k větší změně přetvoření než ve směru volné deformace, což je v rozporu s očekávaným chováním, kdy by měla být deformace ve volném směru větší než ve směru vázaném.

Ve směru volné deformace došlo po betonáži desky k nárůstu deformací vlivem smršťování betonu. Hodnota deformace se u obou povrchů přibližně po 50 dnech ustálila mezi hodnotami -100 a -120 μ strain. V tomto čase zároveň došlo k zabetonování smršťovacích pruhů v desce. K opětovnému nárůstu deformace začalo docházet v čase

přibližně 300 dní, na čemž se pravděpodobně podílely tyto 3 faktory:

- Provedení fasády budovy
- Příznivé roční období (jaro 2018)
- Uvedení budovy do provozu a s tím spojené používání vzduchotechniky

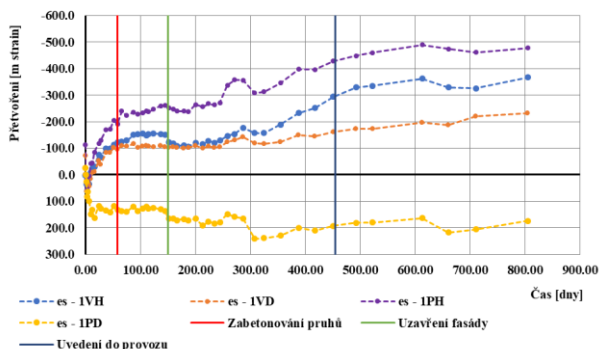
V tomto čase se od sebe také začaly vzdalovat průběhy deformací u horního a dolního povrchu, což je způsobeno uvedením budovy do provozu a s tím souvisejícím svislým zatížením stropní desky. V současné době se přetvoření ustálilo okolo hodnoty – 350 μ strain pro horní povrch, resp. – 200 μ strain pro dolní povrch.

Ve směru vázané deformace došlo po betonáži desky k nárůstu záporné deformace u horního povrchu desky, zatímco u spodního povrchu docházelo k jejímu prodlužování. Tento jev nedokážeme vysvětlit a pravděpodobně souvisí se zatížením stropní desky vlivem provádění stavby (např. stojky bednění stropní konstrukce v 6. NP vč. tíhy čerstvého betonu).

Od času přibližně 300 dní můžeme pozorovat podobné trendy v chování jako ve směru volné deformace. Po provedení smršťovacích pruhů patrně nedochází k rozdílu v chování stropní desky v jednotlivých směrech. Proto lze předběžně usuzovat, že smršťovací pruhy nemají vliv na napjatost stropních desek. Výsledky budou ale v příštích měsících ještě podrobně analyzovány.

Legenda označení tenzometrů:

1VH (2VH)	volný směr, horní povrch
1VD (2VD)	volný směr, dolní povrch
1PH (2PH)	pevný směr, horní povrch
1PD (2PD)	pevný směr, dolní povrch



Obrázek 6: Naměřené deformace v bodě č. 1.

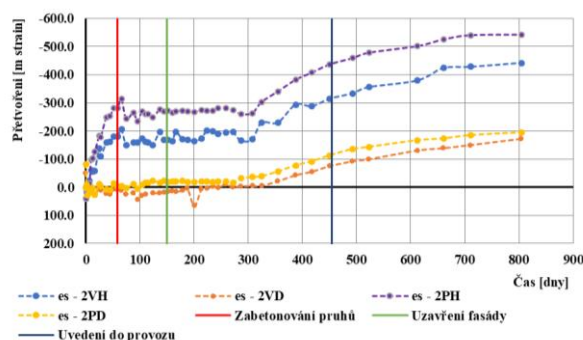
2.3. Deformace v bodě č. 2

Na dalším obrázku můžeme vidět průběh naměřených deformací v bodě č. 2. Průběh deformací je i v tomto případě hladký, bez větších výkyvů. Lokální výkyvy pouze jednoho z tenzometrů jsou pravděpodobně způsobeny chybou měření. Výkyvy všech tenzometrů současně jsou způsobeny změnou relativní vlhkosti okolního prostředí.

Ve směru volné deformace dochází krátce po betonáži desky k oddělení křivek zobrazujících deformaci horního a dolního povrchu. Hornímu povrchu narůstá deformace (zkrácení), zatímco dolní povrch se téměř nedeformuje. To

znamená, že u dolního porchu se deformace od smršťování a deformace od zatížení vzájemně téměř vynulují. Po zabetonování smršťovacích pruhů dojde k poklesu deformace horního povrchu – tato změna ale nastává i ve směru vázané deformace, pravděpodobně tedy nejde o vliv smršťovacího pruhu.

Deformace na horním povrchu se v čase přibližně 50 dní ustálila okolo hodnoty 160 μ strain. K dalšímu nárůstu dochází od času přibližně 300 dní, podobně jako v bodě č. 1. Od tohoto času dochází i ke zkracování dolního povrchu, jedná se tedy o účinek smršťování betonu. V současnosti došlo k ustálení hodnot okolo – 450 μ strain u horního povrchu a – 180 μ strain u dolního povrchu.



Obrázek 7: Naměřené deformace v bodě č. 2.

Ve směru vázané deformace došlo krátce po betonáži také k oddělení křivek zobrazujících deformaci horního a dolního povrchu. Hodnoty deformací jsou vyšší, než ve směru volné deformace. To je pravděpodobně způsobeno větším ohybovým momentem ve směru vázané deformace. Opět došlo k ustálení hodnot od času přibližně 50 dní, k jejich opětovnému nárůstu od času 300 dní a aktuálně k jejich ustálení.

Podobně jako v bodě č. 1 nedochází k rozdílu v chování desky ve směrech volné a vázané deformace. Proto lze i z druhého měření usuzovat, že smršťovací pruhy nemají zásadní vliv na napjatost stropních desek.

3. POROVNÁNÍ S REOLOGICKÝMI MODELÝ

Součástí práce je porovnání naměřených deformací s hodnotami predikovanými reologickými modely. V tomto článku je provedeno porovnání pouze pro zkušební válce. Komplexní analýza stropních desek bude probíhat v následujících měsících. Pro porovnání hodnot deformací byly použity tyto 3 modely:

- Model podle Model Code 2010
- Model B3
- Model B4

3.1. Vstupy do reologických modelů

Vstupní data pro výpočet deformací byla odvozena ze známého složení použitého betonu. Relativní vlhkost okolního prostředí byla uvažována hodnotou 70 %.

Modely B3 a B4 jsou komplexnější, než model podle Model Code 2010. Ten zahrnuje jen vliv průměrné pevnosti betonu v tlaku, typ použitého cementu, relativní vlhkost okolního prostředí, náhradní rozměr prvku, stáří betonu při vnesení zatížení a dobu ošetřování betonu. Pro výpočet byly použity tyto hodnoty:

- Pevnost betonu v tlaku $f_{cm} = 33 \text{ MPa}$
- Typ cementu 32,5 R
- Náhradní rozměr prvku $h = 75 \text{ mm}$
- Doba ošetřování betonu $t_s = 2 \text{ dny}$

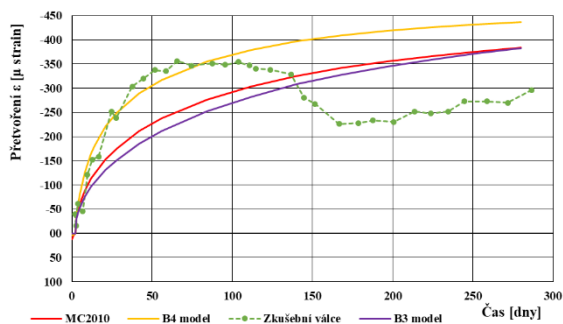
Model B3 navíc zahrnuje obsah cementu v betonové směsi, vodní součinitel, poměr kameniva a cementu ve směsi a tvar prvku. Byly použity tyto hodnoty:

- Obsah cementu $c = 350 \text{ kg/m}^3$
- Vodní součinitel $w/c = 0,49$
- Poměr kameniva a cementu $a/c = 5,03$
- Tvar prvku nekonečný válec

Model B4 k tomu uvažuje ještě teplotu prostředí, teplotu prostředí během tvrdnutí betonu a objemovou hmotnost betonu. Byly uvažovány tyto hodnoty:

- Teplota prostředí $T = 20 \text{ }^\circ\text{C}$
- Teplota prostředí během tvrdnutí $T_{cur} = 20 \text{ }^\circ\text{C}$
- Objemová hmotnost $\rho = 2350 \text{ kg/m}^3$

Porovnání naměřených a predikovaných hodnot je zobrazeno na dalším obrázku. Jako nejvýstižnější se jeví model B4, který až do doby cca 100 dní vystihuje chování betonu velmi přesně. Poté došlo k nechtěnému vystavení válců dešti, což způsobilo nárůst objemu betonu válců. Model B4 přesto i poté predikoval správně směr křivky. Modely B3 a model podle Model Code 2010 mají sobě podobný průběh, ale reologické změny betonu v tomto případě správně nepředpovídají. Predikované hodnoty jsou o přibližně 100 μstrain nižší.



Obrázek 8: Porovnání naměřených deformací na zkušebních válcích s reologickými modely.

4. ZÁVĚR

Tento článek je zaměřen na analýzu vlivu smršťovacích pruhů na napjatost stropních desek. Byla provedena předběžná analýza naměřených hodnot přetvoření stropní

desky. Bylo zjištěno, že po provedení smršťovacích pruhů nedošlo k zásadním změnám ve vývoji přetvoření stropní desky. Stropní deska se chovala srovnatelně v obou směrech - kolmém i rovnoběžném vzledem ke smršťovacímu pruhu. Z toho lze usuzovat, že provádění smršťovacích pruhů nemá vliv na napjatost stropních desek.

PODĚKOVÁNÍ

V článku jsou využity výsledky výzkumného centra CESTI (projekt č. TE01020168) podporovaného TAČR a výsledky projektu č. 16-04454S podporovaného GAČR. Ve výpočtech byly použity vstupy poskytnuté projektantem stavby HSD Statika s.r.o. Všem zmíněným velmi děkujeme za poskytnutou podporu.

Reference

- Bazant, Z.P. (2015), *Model B4 for creep, drying shrinkage and autogenous shrinkage of normal and high-strength concretes with multi-decade applicability*, RILEM Technical Committee TC-242-MDC.
- HSD statika s.r.o. (2016), *Technická zpráva – stavebně konstrukční část objektu, Administrativní objekt Palmovka Park IV.*
- Vinkler, M., Vitek, J. (2015), *Drying shrinkage of concrete elements*

MODELOVÁNÍ ZDĚNÝCH KLENBOVÝCH MOSTŮ

Marek Vokál, *

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

ABSTRAKT

Článek pojednává o problematice nevyztužených zděných silničních mostů, tj. konstrukcí, které jsou náchylné kromě porušení drcením i na porušení ztrátou stability. Byly shrnuty metody modelování zděných mostů a shrnuly se základní vlastnosti materiálu a způsobu jeho modelování. Jsou uvedeny příklady způsobů modelování, jejich výsledky a hodnocení jejich použitelnosti. Výsledky různých modelů jsou mezi sebou porovnány a jsou porovnány i s experimentálním měřením. Konstrukce jsou v souladu s platnou legislativou hodnoceny z hlediska mezního stavu únosnosti a mezního stavu použitelnosti. Článek hodnotí nutnost použití nelinearity ve výpočtu, shrnuje možnosti uvažování materiálové a geometrické nelinearity.

KLÍČOVÁ SLOVA

Zdivo • Modelování • Nelinearita • Klenba • Zatížitelnost

ABSTRACT

The paper deals with the problem of slender masonry structures, i.e. structures that are susceptible to failure by crushing and failure due to loss of stability. Modelling methods are summarized as well as main properties of modelled material. Examples of modelling methods, their results and assessment of their applicability are given. The results of different models are compared with each other and they are also compared with experimental measurements. Constructions are evaluated in accordance with valid standards in terms of ultimate limit state and serviceability limit state. The paper evaluates the necessity of using nonlinearities in the calculation, summarizes the possibilities of considering material and geometric nonlinearities.

KEYWORDS

Masonry • Modelling • Non-linearity • Vault • Load carrying capacity

1. ÚVOD

Zdivo je materiál, který má v porovnání například s betonem nízkou pevnost v tlaku a prakticky zanedbatelnou pevnost v tahu. Proto se prvky ze zdiva navrhují pouze jako tlačené nebo namáhané kombinací tlakové síly a ohybového momentu

(výjimku tvoří např. výplňové stěny). U tlačných prvků je pro posouzení nutné znát pevnost v tlaku a způsob namáhání, zděné tlačené prvky jsou podle EN1996 vždy namáhané kombinací ohybového momentu a normálové síly. Velikost ohybových momentů závisí u štíhlých prvků na způsobu modelování, na minimální nutné excentricitě zatížení, jež stanovují normy a na štíhlosti prvku. Obecně lze modelování konstrukcí rozdělit na:

1. Modelování 1D
2. Modelování 2D
 - (a) Nosníkové prvky
 - (b) Plošné (desko-stěnové) prvky
3. Modelování 3D
 - (a) Nosníkové prvky
 - (b) Plošné prvky
 - (c) Objemové prvky

Podle způsobu modelování interakce mezi zdíci prvky a maltou rozlišujeme:

- Modelování obou materiálů zvlášť
- Homogenizace – vznik jednoho materiálu

Podle chování materiálů rozlišujeme:

- lineární chování materiálů
- nelineární chování materiálů, modelování porušení

Podle způsobu uvažování štíhlosti rozlišujeme:

- zanedbání štíhlosti
- geometricky nelineární výpočet, výpočet podle teorie druhého řádu
- aplikování přístupu normy

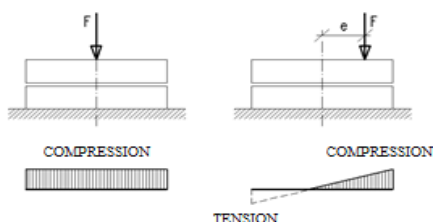
Je nutné si uvědomit, že norma, podle níž se mají zděné prvky navrhovat, bere v potaz pouze „stěny“, prvky, jež mohou vybočit z roviny stěny – ve směru výrazně menšího momentu setrvačnosti. Jedná se tak o prvek namáhaný kombinací normálové síly a ohybu v jedné rovině. Metodika ČSN EN1996-1-1 klenbám nevěnuje vůbec pozornost. Norma navíc nespecifikuje požadavky pro mezní stav použitelnosti. Pro zděné konstrukce klenb silničních mostů byla sestavena norma ČSN P 736213, pro zděné konstrukce klenb železničních mostů byl společností UIC vytvořen předpis 70778-3. Oba tyto předpisy vztahy pro posouzení konstrukce v mezním

* Školitel: prof. Ing. Alena Kohoutková, Ph.D.

stavu použitelnosti uvádí a v rámci tohoto článku se z nich vychází.

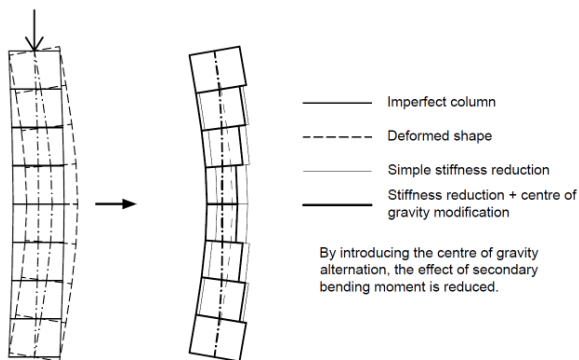
2. ZÁKLADNÍ PŘEDPOKLADY POUŽITÝCH MODELŮ

Ve výpočtech je možnost materiálovou nelinearitu uvážit či nikoliv. Pokud je uvažována, je v rámci tohoto článku použit pracovní diagram s lineární větví v tlaku a nulovou v tahu (tahová pevnost je zanedbána):



Obrázek 1: Popis materiálové nelinearity.

Použité pracovní diagramy v mezním stavu únosnosti mohou být i jiné, například parabolické nebo lineárně-plastické. Vzhledem k užitému pracovnímu diagramu, jež vylučuje tažené části, je nutné změnit i těžiště prvku, pokud je zvolený model prutový. Tuto skutečnost ilustruje následující obrázek:



Obrázek 2: Princip chování zděného sloupu při užití materiálové nelinearity. Tým přístup je užit u nelineárního modelování kleneb.

Ve výpočtu je nutné zohlednit účinky geometrické nelinearity (druhý řád), pokud deformace mění výrazně geometrii konstrukce. K tomu může dojít u kleneb, které jsou velmi ploché (mají nízké vzepětí), protože tlakové síly v nich jsou značné a i malá deformace vyvodí změnu geometrie, vzepětí se ještě sníží například vlivem vlastní tíhy. Detaily ohledně výpočtu s využitím geometrické nelinearity viz (Vokál & Drahorád 2020) a (Bažant & Cedolin 2010), popřípadě (Timoshenko 1961).

V rámci výpočtů v tomto článku je vždy přistoupeno k užití homogenizace. Na tuto tematiku bylo vypracováno mnoho článků a experimentů, jež využili autoři normy a vznikl vztah pro stanovení pevnosti zdiva jako homogenizovaného materiálu:

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta \quad (1)$$

Kde: f_k je charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tlaku,

f_b je pevnost zdicího prvku,

f_m je pevnost malty,

K je konstanta podle typu zdicího prvku a malty, α, β konstanty.

3. POUŽITÉ MODELKY

3.1. Modelování 1D

Modelováním 1D se má v tomto článku na mysli přístup k posudkům zděného průřezu dle normy. Průřez je zatížen normálovou silou vypočtenou na zvoleném modelu, například lineárním. Následně se posoudí ve smyslu MSÚ podle základního vztahu normy:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = \Phi t b f_d \quad (2)$$

$$\Phi = 1 - 2 \frac{e_i}{t} \quad (3)$$

Kde: f_d je návrhová hodnota pevnosti zdiva v tlaku,

N_{Ed} je normálová síla od působících zatížení,

N_{Rd} je normálová síla únosnosti,

e_i je výsledná uvažovaná excentricita zatížení,

b, t jsou rozměry prvku (norma umožňuje pouze posouzení obdélníkového průřezu).

V rámci modelování a posuzování klenbových konstrukcí je třeba posoudit i smyk a ztrátu stability konstrukce kvůli porušení smykem. Pro smyk norma uvádí vztah:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4\sigma_d \quad (4)$$

který lze pro posudek převést na vztah:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = (f_{vk0} + 0.4\sigma_d) \cdot b \cdot (h - 2e_u) / \gamma_M \quad (5)$$

Kde: f_{vk} je charakteristická hodnota počáteční pevnosti ve smyku při napětí v tlaku rovném 0,

V_{Ed} je posouvající síla od zatížení,

V_{Rd} je posouvající síla únosnosti,

f_{vk0} je počáteční hodnota únosnosti malty ve smyku, při působení normálového napětí rovném 0,

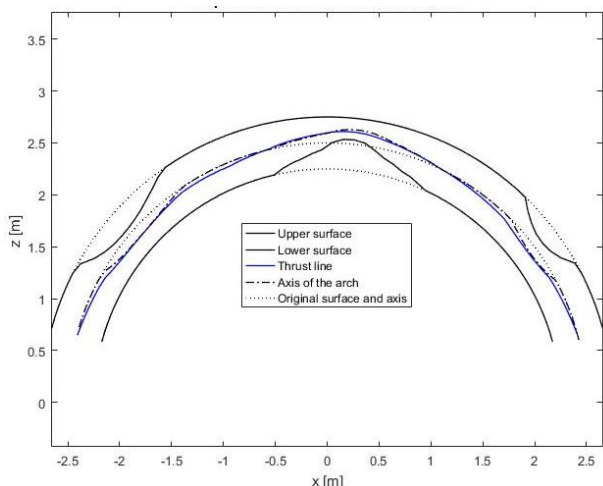
σ_d je návrhové napětí v tlaku působící v uvažovaném průřezu nosného zděného prvku kolmo na smykovou sílu při odpovídající kombinaci zatížení založené na průměrném svislém napětí tlačené části stěny, která zajišťuje přenos smyku,

e_u je výsledná uvažovaná excentricita zatížení.

S ohledem na mezní stav použitelnosti je normou ČSN P 736213 stanoveno, že excentricita působícího zatížení nesmí být větší, než je třetina výšky průřezu.

3.2. Modelování 2D

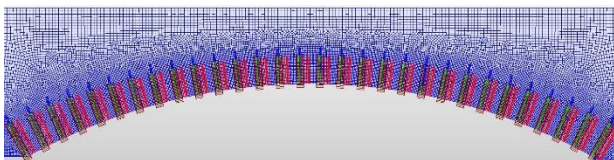
Modelování v jedné rovině může probíhat pomocí nosníkových prvků, nebo plošných. Nosníkové prvky jsou včetně nelineárního výpočtu použity např. v (Vokál & Drahorád 2018):



Obrázek 3: Prutový model s uvážením materiálové nelinearity, výsledné tloušťky a tlaková čára. Model vozidla je umístěn na levé části klenby.

Prutové prvky reprezentují střednici klenby, zatížení je vzhledem k jemnosti dělení konstrukce cca na 128 elementů zadáváno jako síly do jednotlivých uzlů. Konstrukce je krom zatížení vlastní tíhou a vlastní tíhou zeminy zatížena i vodorovným zemním tlakem v klidu. Roznášení zatížení dopravou je uvažováno pod úhlem 30° .

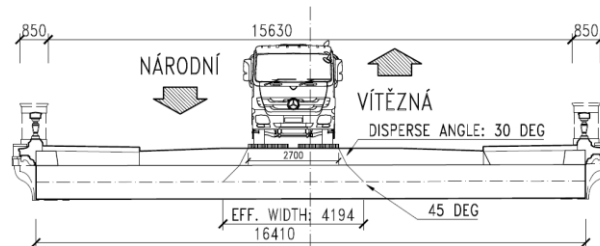
Plošné prvky byly použity pro modelování mostu ev. č. M-8 v Karlových Varech podle článku (Vokál & Drahorád, 2020), dostupné informace o mostu viz také (BMS):



Obrázek 4: 2D model mostu v Karlových Varech. Nelineární chování dosaženo pomocí „elastic links“ ve spárách.

Tento model je tvořen plošnými prvky reprezentující zeminu, plošnými prvky reprezentující jednotlivé kameny a pružnými rameny (tzv. „elastic links“) reprezentující spáry. Těchto pružných ramen je užito přibližně 20-30 po výšce každé spáry. Tato ramena mají klíčovou vlastnost – působí pouze v tlaku.

Modelování účinků 3D v modelech 2D probíhá u kolmých nebo přibližně kolmých mostů pomocí tzv. efektivní šířky. Tento výpočet spočívá ve stanovení, na jakou šířku klenby se reálně přeneše napětí z vozidla, respektive modelu pro stanovení zatížitelnosti. Vzhledem ke spolupůsobení kamenných bloků nebo cihel v příčném směru, kde nepůsobí normálové napětí, a tedy ani hlavní složka vedoucí k přenesení smykových napětí je spolupůsobení s nezatíženou částí klenby zanedbáno. Zatížená část klenby, a tedy i efektivní šířka se stanoví z geometrie příčného řezu graficky:

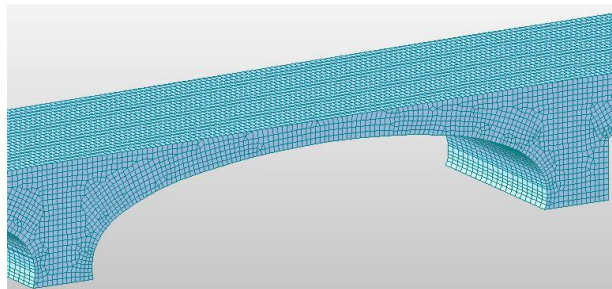


Obrázek 5: Stanovení efektivní šířky na Mostě Legii.

Roznášecí úhel je podle experimentů uvažován hodnotou 30° pro zeminu, 45° pro beton a zdivo. Efektivní šířka je proměnná po délce mostu, nejmenší je ve vrcholu (nebo obecně v místě s nejnižší tloušťkou vrstev). Tato nejmenší šířka se může na straně bezpečné uvažovat po délce klenby konstantní.

3.3. Modelování 3D

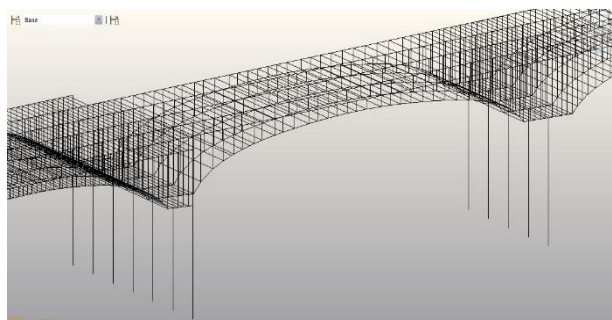
Pro modelování klenbové konstrukce ve 3D byly použity pro výpočet zatížitelnosti Mostu Legii jak prvky prutové, tak plošné, tak i objemové. 3D solid označuje model z objemových prvků:



Obrázek 6: 3D solid model.

Model z objemových prvků je tvořen prvky reprezentující zeminu a prvky reprezentující homogenizované zdivo.

V prutovém modelu se objevují pruty reprezentující zeminu (pouze svislé), pruty reprezentující klenbu (homogenizované zdivo) a pruty příčné vazby.



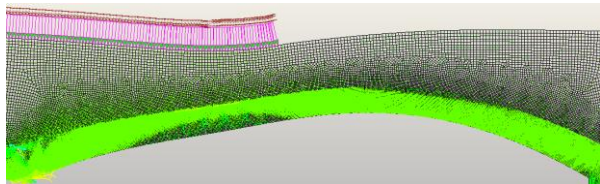
Obrázek 7: 3D prutový model – Most Legii.

Modelování konstrukce pruty je možné, jejich výhodou je rychlost výpočtu. Tento model lze zatížit proměnným zatížením dopravou, aniž by výpočet trval dny. U modelu z objemových prvků však může výpočet s proměnným zatížením trvat v řádu dnů. Z hlediska časové náročnosti záleží zejména na způsobu dělení konstrukce na prvky, při požadované přesnosti výsledků výpočtu musí být konstrukce dělena na elementy dostatečně jemně.

4. VÝSLEDKY MODELOVÁNÍ

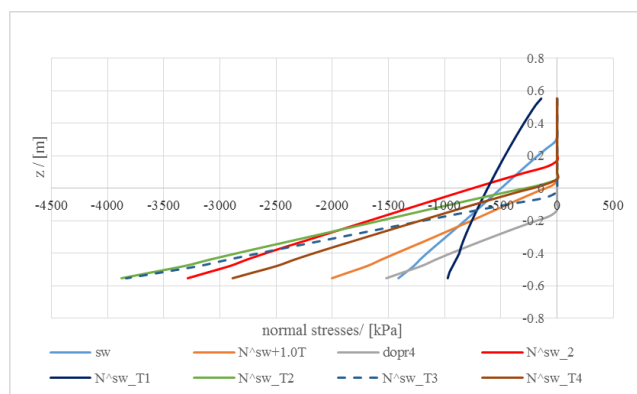
4.1. Hodnocení výsledků v podélném směru mostu

V případě mostu v Karlových Varech byly pro jeden ze zatěžovacích stavů (jednu z pozic proměnného zatížení) získány tyto průběhy hlavních napětí:



Obrázek 9: Průběh napětí klenby na mostě v Karlových Varech.

Na konstrukci jsou problematická místa, kde je minimální napětí, které se blíží nule a potažmo tahovým napětím, tedy otevírání spáry a překročení maximální přípustné excentricity působícího zatížení. Z obrázku je patrné, že při zatížení mostu dopravním zatížením na levé polovině mostu jsou kritické průřezy, ve kterých hrozí největší otevírání spáry, v patě a cca ve třetině rozpětí. Podrobný průběh napětí v patě klenby včetně hodnot přináší následující graf:



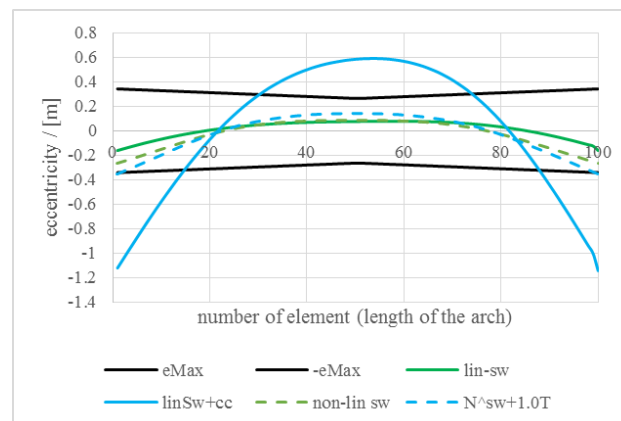
Obrázek 10: Průběh napětí v patě klenby na mostě v Karlových Varech.

Tento průběh byl získán z 2D nelineárního modelu. Průběh napětí potvrzuje, že chování klenby je nelineární (T označuje zatížení ochlazením, číslo označuje polohu zatížení na mostě, sw označuje vlastní tíhu, N[^] označuje nelineární kombinaci zatížení).

Získané výsledky odpovídají použitým modelům, z prutového získáme vnitřní síly, např. ohybové momenty (nebo napětí odpovídající ohybovým momentům), z desko-stěnového modelu získáme pouze hodnoty napětí a přetvoření. Abychom mohli porovnat výsledky prutového modelu s modelem desko-stěnovým, je nutné např. integrovat napětí z desko-stěnového modelu po výšce průřezu a tím získat ohybový moment.

Porovnání prutového modelu s lineárním chováním a desko-stěnového modelu s nelineárním chováním ukazuje značné rozdíly jak v získaných napětích, tak deformacích a tím potažmo i ve výsledných zatížitelnostech. Na obrázku 11 je vidět výsledná excentricita zatížení po délce mostu. Maximální přípustná excentricita pro splnění požadavků MSP je vyznačena černě. Je vidět, že při zatížení lineárního modelu teplotou

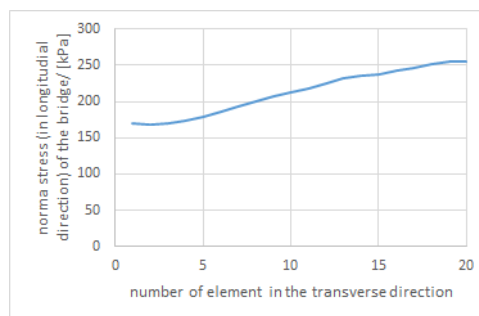
je mezní stav výrazně překročen, dokonce dochází k vystoupení tlakové čáry z průřezu, tedy ke kolapsu konstrukce. Na následujícím obrázku opět T označuje zatížení ochlazením, číslo označuje polohu zatížení na mostě, sw označuje vlastní tíhu, N[^] označuje nelineární kombinaci zatížení. eMax označuje limitní přípustnou excentricitu zatížení, lin označuje výsledek lineárního prutového modelu, non-lin označuje výsledek nelineárního desko-stěnového modelu.



Obrázek 11: Průběh excentricity zatížení po délce klenby.

4.2. Hodnocení výsledků v příčném směru mostu

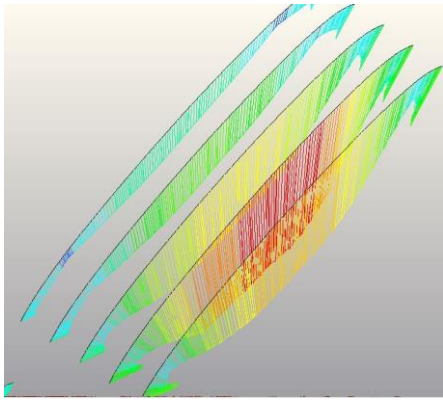
Při hodnocení příčného roznosu neboli chování v příčném směru mostu při zatížení, které není umístěno po celé šířce klenby, se uplatní hlavní výhoda 3D solid modelu, a to jeho schopnost vystihnout průběh napětí po šířce klenby.



Obrázek 12: Průběh napětí po šířce klenby ve vrcholu (Most Legii).

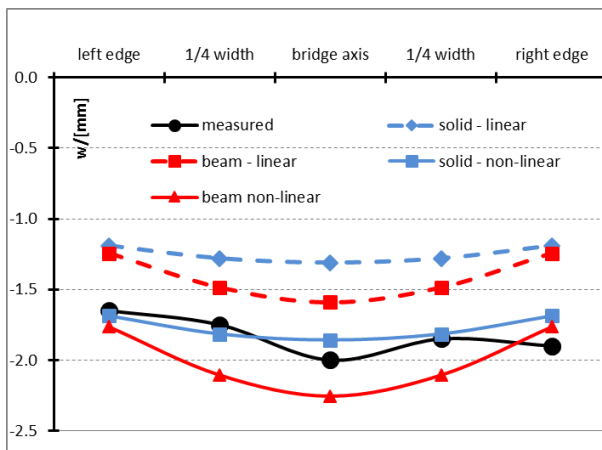
Při hodnocení výsledků modelu z objemových prvků s nelineárním chováním bylo zjištěno, že podle obr. 12 - při zatížení mostu na jedné jeho straně - se významnou měrou zapojuje celá klenba, což je v rozporu se zjištěním o skutečném chování klenby v mezním stavu únosnosti. V mezním stavu použitelnosti by k podobnému mohlo dojít, jak dokazuje statická zatěžovací zkouška, viz obr 14, podrobně viz (Vokál & Drahorád 2019).

Výsledné namáhání jednotlivých nosníků reprezentující klenbu v prutovém modelu při zatížení na pravé straně mostu je vidět na následujícím obrázku:



Obrázek 13: Průběh ohybových momentů na obloucích mostu Legii (M-Max) od zatížení vozidlem na okraji.

Tvar funkce příčného roznosu, jež byl zjištěn u Mostu Legii pomocí zatěžovací zkoušky, zhruba odpovídá chování solid a prutového modelu, velikost vypočtených deformací však u těchto modelů zcela neodpovídá naměřeným hodnotám deformací. Velikost deformace z lineárních modelů je obecně podstatně nižší než z nelineárních modelů. Na druhou stranu nelineární desko-stěnový model popisovaný v tomto článku není schopen postihnout chování v příčném směru. Proto byla funkce, jež odpovídá nejlépe – solid non-linear – získána přenásobením výsledků ze 3D solid modelu konstantou $K_{lin \times nlin} = w_{nlin} / w_{lin}$, kde w_{nlin} je svislá deformace z nelineárního modelu od zatížení vozidly určenými pro zatěžovací zkoušku a w_{lin} je svislá deformace z lineárního modelu od zatížení vozidly určenými pro zatěžovací zkoušku na stejnou šířku, jaká byla zvolena u nelineárního modelu. Nejlepší funkce tedy byla získána „znelinearizováním“ lineárních výsledků 3D solid modelu.



Obrázek 14: Průběh vypočtených a měřených deformací po šířce mostu uprostřed pole 4.

5. DISKUSE

Z porovnání lineárního a prutového modelu konstrukce v podélném směru je patrné, že modelování kleneb lineárně neodpovídá skutečnosti, zejména výpočtový kolaps konstrukce s ohledem na zatížení změnou teploty není reálný, zmíněné klenby jsou teplotou namáhána cca století a ke kolapsu nedošlo.

Statická zatěžovací zkouška prokázala, že do přenosu zatížení se zapojí celá klenba. Nutno vzít ale v potaz, že klenba Mostu Legii má jedno z největších rozpětí klenbového mostu v ČR, tvar klenby se tak blíží prutu více než u obyčejné klenby menších rozpětí, a proto i míra příčného roznosu bude menší. Navíc přesnost měření deformací měla přibližně stejnou hodnotu, jako velikost deformací (v řádu milimetru). Proto není zatěžovací zkouška považována za zcela věrohodnou. Celkově tak 3D solid model nelze doporučit pro modelování kleneb (ani pro příčný, ani pro podélný směr).

Prutový model má tu výhodu, že tuhost příčné vazby může být změněna, pokud statik uváží, že roznos neodpovídá jeho zkušenostem. Příčný roznos tak může být modelován těmito prvky. Výhodou tohoto modelu je také skutečnost, že po většinu naší novodobé historie (poslední desítky let, před tím byla užívána grafická metoda) byl v praxi používán výhradně tento model, jsou s ním největší zkušenosti.

Autor článku neprováděl výpočty na 3D modelu s nelineárním chováním a porušováním ve všech směrech, jak to umožňuje software ATENA a další. Tyto modely vyžadují zadání obtížně zjistitelných až nezjistitelných parametrů, takže čas vynaložený na velmi náročné modelování není kompenzován reálnějšími výsledky. Autoři, kteří takové modely používají a tvrdí, že dosahují výborné shody s experimenty, většinou upravují parametry výpočtu tak, aby jim shoda s experimentem vyšla.

6. ZÁVĚR

Pro modelování kleneb je nevhodnější použití 2D nelineárního modelu. Příčný roznos lze řešit roznášecí efektivní šířkou, výsledek je na straně bezpečné. Pro srovnání výsledků příčného roznosu lze použít prutový model. Ten ale není vhodný pro modelování podélného směru a už vůbec ne pro modelování zatížení teplotou. Autor tohoto článku nedoporučuje ani 3D nelineární modely, které jsou založeny na vstupních parametrech, jež není prakticky možné přesně zjistit.

PODĚKOVÁNÍ

Autor vyjadřuje svůj dík grantu XXX.

Reference

- Bažant Z. P., Cedolin, L. (2010), Stability of structures; Elastic, inelastic fracture and damage theories, ISBN-13: 978-9814317030.
- Timoshenko, S. P., GERE, J. M. (1961), Theory of Elastic Stability, International student edition, McGraw-Hill.
- ČSN EN 1996-1-1+A1 (731101), Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce.
- ČSN EN P 736213 – navrhování zděných silničních mostů
- Honzík, V., Drahorád, M. (2017), Chování nevyztužených zděných pilířů vystavených mimostřednímu tlaku (The behavior of masonry columns loaded eccentrically), Stavebnictví 4/2017.
- BS 5628-1:2005 Code of practice for the use of masonry, Part 1: Structural use of unreinforced masonry.

- International Union of Railways. (2017), 70778-3: Recommendations for the inspection, assessment and maintenance of masonry arch bridges. <https://uic.org/>
- Vokál, M., Drahorád, M., (2018), The Load Bearing Capacity Of Railway Masonry Arch Bridges, Transactions Of Vsb - Technical University Of Ostrava, Civil Engineering Series, volume 18, number 2.
- Vokál M. (2019), Load Bearing Capacity of Stone Arches of Legion Bridge, Workshop doktorandů.
- Vokál, M., Drahorád, M. (pravděpodobně vyjde 2020), Load Carrying Capacity of Stone Arch Bridge in Karlovy Vary.
- BMS, Bridge management system, dostupné online: bms.cle-vera.cz

VLIV PROJEKTILU NA MNOŽSTVÍ POŠKOZENÍ CEMENTOVÉHO KOMPOZITU VÝBUchem

Jakub Zima, *

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

ABSTRAKT

Tento příspěvek popisuje vliv projektilu při zatížení cementového kompozitu výbuchem. Experimentální měření bylo zaměřeno na porovnání poškození a rychlosti odletujících částic cementového kompozitu při zatížení výbuchem s uvažováním vlivu projektilu. Vyhodnocení výsledků experimentálního měření je zaměřeno na poškození v cementovém kompozitu při obou površích, šíření rázové vlny způsobené výbuchem, rychlosti odletujících částí kompozitu a pozorování zbytkové hmotnosti letícího projektilu.

KLÍČOVÁ SLOVA

Blízký výbuch • Projektil • Rychlost odletujících částic • Poškození cementového kompozitu

ABSTRACT

This paper describes the influence of projectile on the cement composite of near field blast. The experimental measurements were focused on the comparison of the damage range and the velocity of the ejected parts from the cement composite by near field blast. The evaluation of the results of the experimental measurements is focused on the damage in the cement composite at both surfaces, the propagation of the shock wave caused by the blast, the speed of the ejected parts of the composite and the observation of the residual weight of the ejected parts.

KEYWORDS

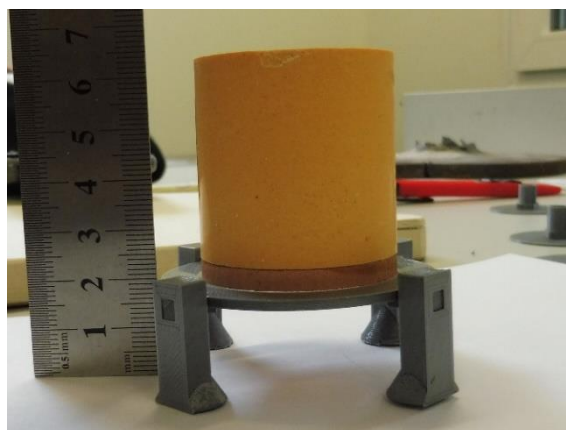
Near field blast • Projectile • Velocity of ejected parts • Damage to the cement composite

1. EXPERIMENTÁLNÍ MĚŘENÍ

Uspořádání experimentu v redukovaném měřítku byl odvozen pomocí zákona pro úpravu měřítka účinků výbuchu popsané v publikaci od McVay [1]. Rozměry vzorku byly jsou 300x300 mm o proměnné výšce 30, 60 a 120 mm. Redukované rozměry vzorku zajišťují úsporu nákladů a času. Současně je se vzorky jednodušší manipulace, vzorek o výšce 120 mm váží 27 kg.

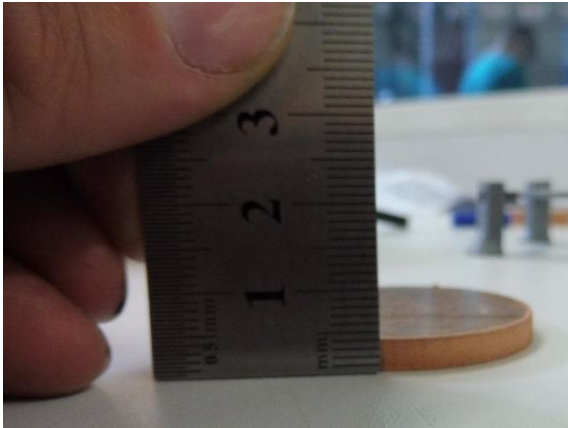
Experimentální program byl rozdělen na dvě fáze. V obou případech byl použit beton shodné receptury, pevnostní třídy C30/37 dle ČSN EN 1992-1-1. Vzorky byly použity k experimentu vždy po nabití úplné pevnosti, tedy po 28 dnech od betonáže. V první fázi bylo vybetonováno 9 kusů vzorků výšky 30, 60 a 120 mm. Ve druhé fázi bylo vybetonováno 12 kusů vzorků výšky 60 a 120 mm. Vzorky v první fázi bylo označeny číslly 1 až 9, ve druhé fázi 21 až 32. Vzorky nebyly vyztuženy vlákny ani výztuží, tak aby bylo dosaženo, co největší homogenity materiálu.

V první fázi byla jako nálož použita kombinace Semtexu 1A a hexagonu A-IX-1. Semtex svojí konzistencí posloužil jako místo pro umístění rozbušky. Hexagon A-IX-1 přesným slisovaným tvarem zajišťuje rovnoměrné urychlení měděného projektilu. Nevýhodou použití hexagonu A-IX-1 byla jeho fixní hmotnost. Ve druhé fázi experimentu již bylo od hexagonu A-IX-1 upuštěno z důvodu zajištění hmotnostní variability. Pro zajištění přesného tvaru byl semtex ručně lisován do ocelové trubky průměru 40 mm. Hmotnost, tvar a vzdálenost nálože od vzorku je proměnná.



Obrázek 1 : Hexagon, podstavec

* Školitel: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

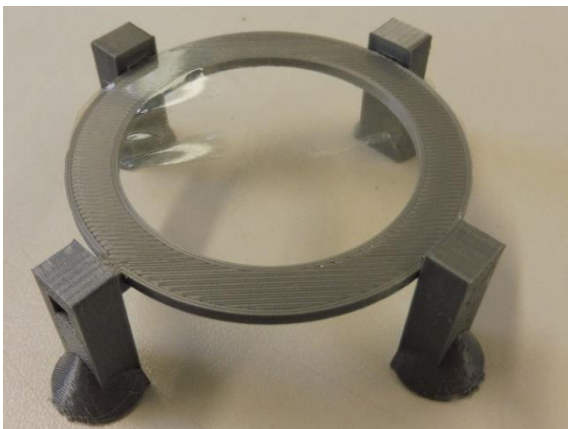


Obrázek 2 : Projektil

Vzdálenost nálože od vzorku byla zajištěna pomocí podstavce vytvořeného na 3D tiskárně. Výška podstavce byla proměnná od 20 mm do 150 mm. Vnitřní průměr prstence podstavce 39 mm zajišťoval stabilitu nálože s minimálním ovlivněním okrajových podmínek.



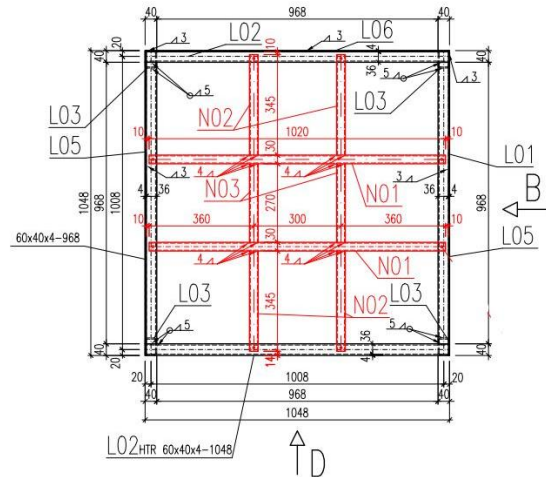
Obrázek 3 : Ručně lisovaný semtex, měděný projektil



Obrázek 4 : Podstavec

Nálož byla umístěna uprostřed betonového vzorku, který byl položen na ocelové konstrukci tvořené pomocí ocelových uzavřených profilů 40x30 mm. Osová vzdálenost uzavřených profilů 300 mm vytvářela uložení vzorku 15 mm. Betonový vzorek byl pomocí ocelových L profilů a závitových tyčí

přípevněn k uzavřeným profilům, tak aby nedocházelo k jeho odrazu od ocelové konstrukce vlivem rázové vlny. Uzavřené profily byly přípevněny na konstrukci používanou na dřívější experimentální měření. Podrobný popis ocelové konstrukce je uveden v článku autorů Janoty a Foglara [2]. Pod betonovým vzorky byly umístěny kolimátory pro měření rychlosti odletujících částic při spodním povrchu. Uspořádání experimentu je zřejmé z Obr. 5 a 6.



Obrázek 5 : Uspořádání experimentu



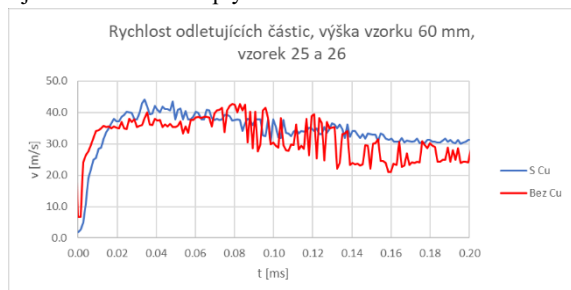
Obrázek 6 : Uspořádání experimentu

2. VÝSLEDKY EXPERIMENTÁLNÍHO MĚŘENÍ

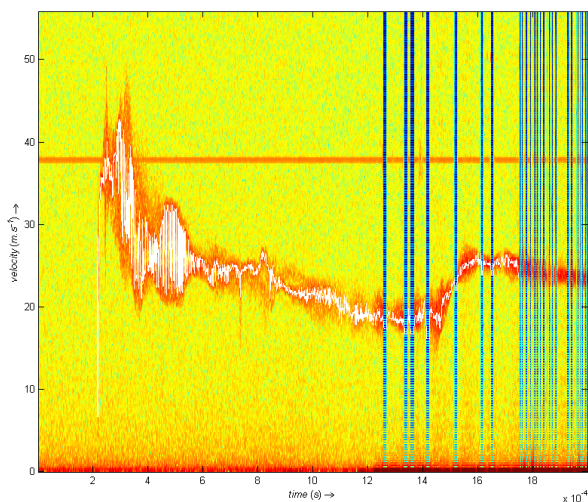
2.1. Popis typického průběhu rychlosti odletujících částic

Záznamy průběhu rychlosti odletujících částic v čase vykazují obdobný průběh vývoje rychlosti odletujících částic. V první fázi dochází k nárůstu rychlosti částic. V okamžiku nárůstu rychlosti naráží rázová vlna, popřípadě měděný projektil na horní povrch vzorku. Sklon křivky popisuje rychlost prostupu vlny vzorkem. Ve většině případů dochází k tomu, že výbušnina bez projektilu prochází vzorkem rychleji, rázová vlna není bržděna projektilem. Po dosažení maximální rychlosti (rázová vlna na spodním povrchu vzorku) dochází ke zpomalení rychlosti odletujících částic vlivem odporu

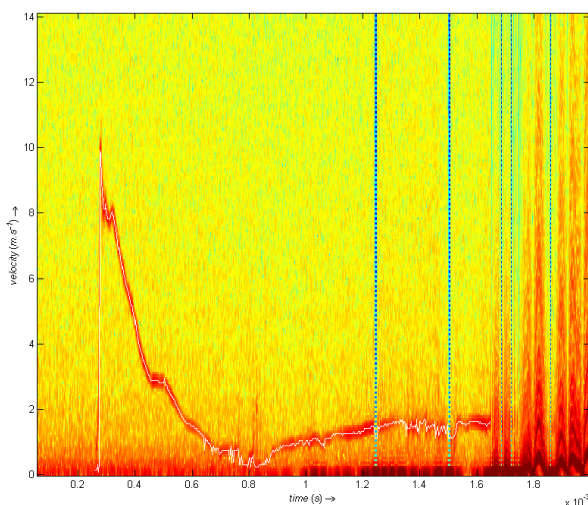
vzduchu. Z měření pomocí metody PDV lze také vyčíst množství částic urychlené rázovou vlnou, popřípadě projektilem. Na Obr. 8, u vzorku 25, u kterého došlo k výtrži při spodním povrchu, lze pozorovat urychlení většího množství částic. Rozptyl křivky vyjadřuje urychlení většího množství částic. Na Obr. 9 u vzorku 31, u kterého došlo pouze k průhybu vzorku a rozvoji trhlin je křivka rychlosti odletujících částic bez rozptylu.



Obrázek 7 : Porovnání rychlosti odletujících částic vzorků 25 a 26



Obrázek 8 : Záznam rychlosti odletujících částic vzorek 25



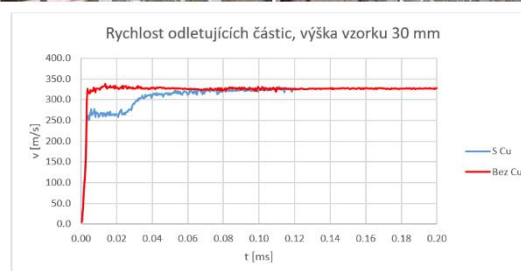
Obrázek 9 : Záznam rychlosti odletujících částic vzorek 31.

2.2. 1. Fáze experimentálního měření

Vzorek	[-]	1	2
Výška	[mm]	30	
Nálož	typ	Semtex 1A + A-IX-1	
	hmotnost	108	
	vzdálenost	20	
Projektil	průměr	40	-
	hmotnost	45	-
Poškození horního povrchu	[-]	totální destrukce	totální destrukce
Poškození spodního povrchu	[-]	totální destrukce	totální destrukce
Maximální rychlost odletujících	[m/s]	330,64	343,89
Hmotnost vzorku před výbuchem	[g]	6800	6900
Hmotnost vzorku po výbuchu	[g]	1400	1100

Obrázek 10 : Porovnání vzorků výšky 30 mm

Při porovnání rychlostí nálož s měděným projektil (vzorek 1) vykazuje nižší rychlost cca o 4 %. Z grafu je možné sledovat zvýšení rychlosti odletujících částic v čase cca 0,028 ms, toto zrychlení nastává po průrazu projektilu panelem. Délka doby 0,028 ms odpovídá době průrazu projektilu vzorkem. Menší počáteční rychlost u vzorku s projektilem je dána tím, že projektil brání rázové vlně a tím ji zpomaluje oproti vzorku bez projektilu. Tloušťka vzorku 30 mm není schopna odolat zatížení výbuchem, nedochází k pohlcení energie způsobené výbuchem. Dochází k úplné destrukci vzorku.



Obrázek 11 : Porovnání poškození vzorků výšky 30 mm, projektil s mědí, projektil bez mědi

Vzorek	[-]	4	5
Výška	[mm]	60	
Nálož	typ	Semtex 1A + A-IX-1	
	hmotnost	108	
	vzdálenost	20	
Projektil	průměr	40	-
	hmotnost	45	-
Poškození	[-]	totální destrukce	totální destrukce
Poškození	[-]	totální destrukce	totální destrukce
Maximální rychlost odletujících	[m/s]	111,15	97,301
Hmotnost vzorku před výbuchem	[g]	13900	13700
Hmotnost vzorku po výbuchu	[g]	2800	3000

Obrázek 12 : Porovnání vzorků výšky 60 mm

Při porovnání rychlostí nálož s měděným projektil (vzorek 4) vykazuje vyšší rychlost cca o 13 %. Rázová vlna bez projektilu, prochází vzorkem rychleji, než rázová vlna s projektilem. Po průniku projektilu nedochází ke zvýšení rychlosti odletujících částic. Vývoj rychlosti odletujících částic po dosažení maximálních hodnot má konstantní charakter. Tloušťka vzorku 60 mm není schopna odolat

zatížení výbuchem, nedochází k pohlcení energie způsobené výbuchem. Dochází k úplné destrukci vzorku.

V suti byl nalezen projektil. Hmotnost projektilu před výbuchem 45 g, hmotnost po výbuchu 24,88 g.



Obrázek 13 : Projektil po výbuchu



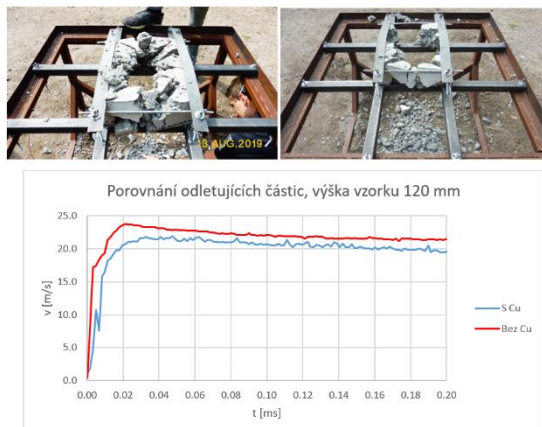
Obrázek 14 : Porovnání poškození vzorků výšky 60 mm, projektil s mědí, projektil bez mědi

Vzorek	[-]	7	8
Výška	[mm]	120	
Nálož	typ	Semtex 1A + A-IX-1	
	hmotnost	108	
	vzdálenost	20	
Projektil	průměr	40	-
	hmotnost	45	-
Poškození	[-]	průraz	totální destrukce
Poškození	[-]	výtrž betonu	totální destrukce
Maximální rychlost odletujících částic	[m/s]	21,899	23,793
Hmotnost vzorku před výbuchem	[g]	27100	27400
Hmotnost vzorku po výbuchu	[g]	1900	2500

Obrázek 15 : Porovnání vzorků výšky 120 mm

Při porovnání rychlostí nálož s měděným projektillem (vzorek 7) vykazuje nižší rychlost cca o 8 %. Rázová vlna bez projektilu, prochází vzorkem rychleji, než rázová vlna s projektillem. Po dosažení maximálních rychlostí dochází k poklesu rychlosti odletujících částic vlivem odporu vzduchu. Poškození vzorku bez projektilu, je větší než u vzorku s projektillem. Poškození u vzorku s projektillem způsobuje projektil. U vzorku bez projektilu došlo při průrazu vlny k odrazům na bocích vzorku a tím k totální destrukci vzorku.

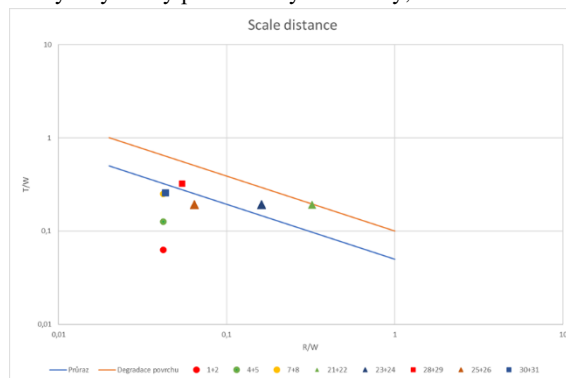
V suti byl nalezen projektil. Hmotnost projektilu před výbuchem 45 g, hmotnost po výbuchu 22,59 g.



Obrázek 16 : Porovnání poškození vzorků výšky 120 mm, projektil s mědí, projektil bez mědi

3. ZÁVĚR

S ohledem na minimum dostupné literatury ohledně vlivu projektilu na poškození a rychlost odletujících částic cementových kompozitů, lze považovat první fázi experimentálního měření jako kalibraci hmotnosti nálože a vzdálenost nálože od vzorku. Při porovnání rychlostí odletujících částic u nálože s projektillem a bez projektilu, je rychlost bez projektilu vyšší u vzorků tloušťky 30 a 120 mm. Ve všech případech dochází k téměř kompletní destrukci vzorku. U vzorků tloušťky 30 a 60 mm dosahuje rychlost odletujících částic rychlosti 100 až 300 m/s. V obou případech téměř nedochází ke snižování rychlosti vlivem odporu vzduchu. Výsledky první fáze experimentu byly následně porovnány s výsledky publikovanými McVay, Obr. 17.



Obrázek 17 : Porovnání vzorků dle McVay

ACKNOWLEDGEMENTS

Príspevek vznikl za finanční podpory SGS20/040/OHK1/1T/11, Českého Vysokého učení technického v Praze.

References

Foglar, M., Hajek, R., Kovar, M., & Štoller, J. (2015). Blast performance of RC panels with waste steel fibers. Construction and Building Materials, 94, 536-546.

VYUŽITÍ TEXTILNÍHO BETONU PRO VÝZKUM ZACELOVÁNÍ TRHLIN

Jakub Žák, *

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

ABSTRAKT

Výzkumy zabývající se zacelováním trhlin v betonu vlivem autogenního hojení, vlivem přísad způsobujících sekundární krystalizaci nebo vlivem mikroorganismů, často využívají velká zkušební tělesa. V těchto zkušebních tělesech je obvykle jedna trhlina. Pro výzkum nejvhodnější metody zacelování trhlin je potřeba vytvořit mnoho vzorků a zkoumat je při různých okrajových podmínkách. Využití textilního betonu (TRC) dokáže zmenšit množství potřebných vzorků. Zkušební tělesa z TRC mohou i při malých rozměrech obsahovat velké množství trhlin. Pro tvorbu trhlin v tomto materiálu existují dva základní způsoby – tahové a ohybové zatížení. Tvar a velikost trhlin lze přesně nastavit. Nevýhodou je, že směs použitá na výrobu vzorků z TRC nemůže obsahovat hrubší frakce.

KLÍČOVÁ SLOVA

Textilní beton • TRC • Autogenní hojení • Tvorba trhlin • Vývoj trhlin

ABSTRACT

Research of crack healing in concrete due to autogenous healing, due to secondary crystallization admixtures or due to microorganisms often uses large test specimens. There is usually one crack in these test specimens. To research the most suitable method of crack healing, it is necessary to create many samples and examine them with different boundary conditions. The use of textile concrete (TRC) can reduce the number of samples required. TRC test specimens can contain many cracks, even with small dimensions. There are two basic methods to create cracks in this material - tensile and bending loads. The shape and size of the cracks can be precisely adjusted. The disadvantage is that the mixture used to produce the TRC samples cannot contain coarser fractions.

KEYWORDS

Textile reinforced concrete • TRC • Autogenous healing • Crack creation • Crack development

1. ÚVOD

V betonových konstrukcích se trhliny nacházejí téměř vždy (Obrázek 1). V konstrukcích spodní stavby jsou trhliny častým problémem a v kombinaci s vysokou hladinou podzemní vody může docházet k degradaci konstrukcí a snižování životnosti celé stavby. Tento problém je často řešen použitím některých přísad, které způsobují sekundární hydrataci v betonu. Primárním účelem těchto přísad je podpora autogenního hojení trhlin v betonu. Jako alternativa se v poslední době výzkum zaměřuje na možnost využívání mikroorganismů, jako je *bacillus pseudofirmus*. Využívání mikroorganismů se ale na rozdíl od přísad zatím běžně nepoužívá. V případě, že podpora autogenního hojení trhlin v betonu není úspěšná, musí se přistoupit k sanaci konstrukce.

Výzkumy zaměřené na přísady a příměsi podporující sekundární krystalizaci dokazují jejich funkčnost, ale aplikace v reálných konstrukcích nejsou úplně přesvědčivé. Je proto nutné vyzkoušet různé okrajové podmínky, při kterých jsou tyto přísady a příměsi nejefektivnější, aby je bylo možné aplikovat na stavbě. Jedná se především o parametry jako jsou šířka trhlin, vlhkost, teplota a množství použité příměsi.

Vzhledem k množství kombinací parametrů je potřeba provést velké množství zkoušek. Proto by bylo nejvhodnější vyrobit co nejmenší vzorky s co největším počtem trhlin. Vzorky vyrobené z textilního betonu s netkanou polypropylenovou textilií by mohly být pro tento výzkum optimálním řešením (Pazderka a Hájková 2016, Pazderka a Hájek 2017, Pazderka 2016, Rahhal et al. 2009, Zhou et al. 2011, Edvardsen 1999, Mechtcherine et al. 2011, Brückner 2006).



Obrázek 1: Trhliny v betonové konstrukci.

* Školitel: prof. Ing. Petr Štemberk, Ph.D., D.Eng.

2. MATERIÁLY A METODY

Pro výzkum vývoje a zacelování trhlin se často používá standardní zkušební krychle o délce hrany 150 mm nebo 100 mm. Tato zkušební tělesa velmi dobře napodobují skutečnou konstrukci. Největší výhodou je možnost využití stejné betonové směsi, která byla použita pro skutečnou konstrukci.

Další možnost je využití textilního betonu s netkanou polypropylenovou tkaninou (Obrázek 2). Zásadní rozdíl je v použité směsi, kdy pro výrobu textilního betonu není možné použít větší frakce kameniva. Ideální kamenivo, které lze použít pro výrobu TRC s netkanou textilií, nepřesahuje 0,25

mm. Vodní součinitel je také často vyšší než ve směsi betonu, ze které je skutečná konstrukce vyrobena, a vytvoření vzorků z textilního betonu prakticky není možné bez použití plastifikátoru.

Přestože shoda ve složení betonové směsi reálné konstrukce a zkušebních těles je při využití textilního betonu nižší, tak umožňuje získat velké množství dat z nichž se dají pozorovat určité vlastnosti a trendy. Tyto poznatky je následně možné aplikovat na velké vzorky ze stejné směsi, která je použita v konstrukci. To by mohlo urychlit výzkum a snížit náklady na materiál a jeho následnou likvidaci.



Obrázek 2: Zkušební vzorky: vlevo – zkušební krychle; vpravo – vzorky z textilního betonu.

2.1. Tvorba trhlin ve zkušebních krychlích

Vytváření realistických trhlin ve zkušebních krychlích je problematické. Trhlinu je možné vytvořit pomocí zkušebního lisu jako při zkoušce pevnosti betonu v příčném tahu. Aby však nedošlo k oddělení obou částí a vznikla pouze trhlinka, je nutné zkušební těleso vyztužit. Vyztužení lze řešit například pomocí vláken. Je vhodné použít nekovová vlákna, jako jsou například polypropylenová nebo PVA vlákna.

Tento postup umožňuje vytvořit obvykle jen jednu trhlinku v jednom zkušebním tělese (Obrázek 3). Lze měřit pouze vnější rozměry trhliny, vnitřní geometrie trhliny není známa. Šířka trhlin v těchto vzorcích se pohybuje kolem 0,1 - 0,6 mm.



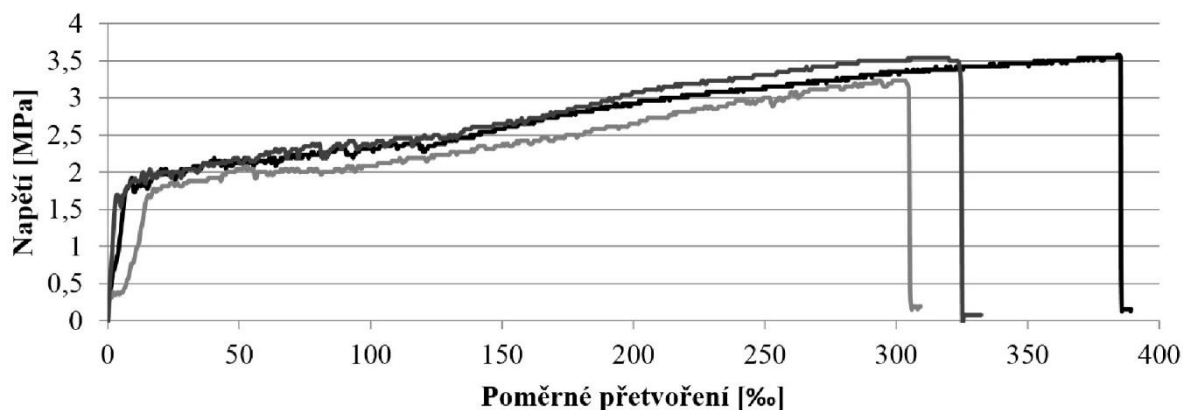
Obrázek 3: Zkušební krychle s trhlinou šíře 0,5 mm (Žáková a Žák. 2019).

2.2. Tvorba trhlin ve vzorcích z textilního betonu

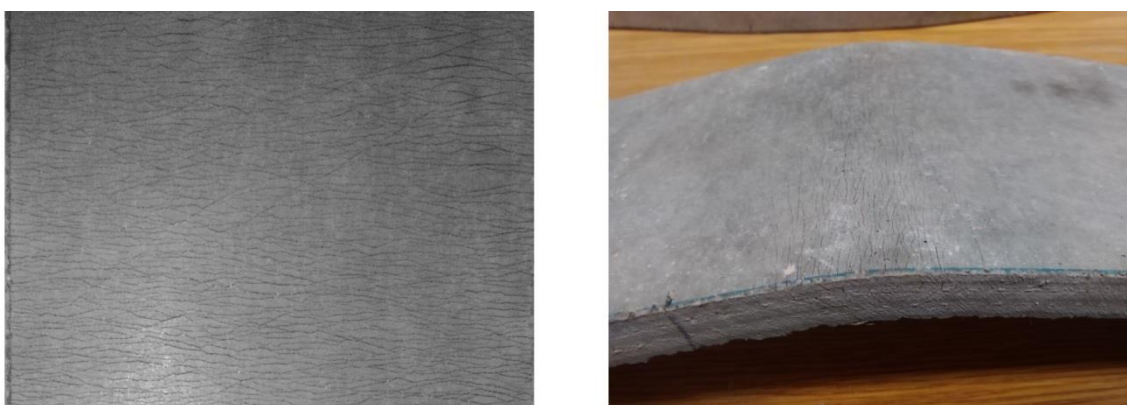
Přestože textilní beton s netkanou polypropylenovou textilií dosahuje pevnosti v tahu kolem 3 MPa (Obrázek 4), není vhodný pro nosné konstrukce (Žák a Štemberk 2017). Během zatěžování totiž dochází k nadměrné deformaci materiálu a rozvoji velkého množství trhlin. Tuto vlastnost lze ale efektivně využít při výzkumu zacelování trhlin v betonu, protože na malém zkušebním tělese lze zkoumat řádově větší množství trhlin oproti standardním vzorkům.

Trhliny je možné v textilním betonu vytvořit dvěma základními způsoby. Prvním způsobem je tahové zatížení vzorku. K realizaci tahového zatížení je nutné vyrobit zkušební těleso větší, aby bylo možné vzorek upnout do zkušebního lisu. V tažené části vzorku se při zatížení vytvoří trhliny ve vzdálenostech přibližně 1 až 5 mm od sebe (Obrázek 5). Šířka trhlin je závislá na zatěžovací síle. Hlavní nevýhodou tvorby trhlin tahovým zatěžováním je zpětné uzavření trhlin po odtížení zkušebního tělesa. Těleso je tedy nutné před zkoumáním trhlin zafixovat v takové poloze, aby byly trhliny otevřené. Výhodou naopak je, že při zafixování tělesa je možné zvolit požadovanou šířku trhlin.

Druhým způsobem tvorby trhlin v textilním betonu je využití ohybového momentu. Zkušební vzorky jsou po odtížení trvale deformovány a není potřeba jejich dodatečná fixace (Obrázek 5). Šířka trhlin není jednotná a se vzdáleností od ohybu se zmenšuje.



Obrázek 4: Pracovní diagram zkušebního tělesa z textilního betonu při zkoušce pevnosti v jednoosém tahu.



Obrázek 5: Trhliny v textilním betonu: vlevo – tahové trhliny; vpravo – ohybové trhliny (Žáková a Žák. 2019).

Trhliny vytvořené ve vzorcích z textilního betonu pomocí ohybového momentu jsou široké asi 0,03 - 0,15 mm, zatímco u tahové zatížení vzorků může být šířka trhlín až 0,6 mm.

Kvůli lepší tvorbě trhlín je vhodné vytvářet dvouvrstvé vzorky.

2.3. Porovnání zkušebních těles

Každý typ zkušebních vzorků má své výhody a nevýhody (Tabulka 1). Zkušební krychle lze vyrobit prakticky ze stejné betonové směsi, jako je skutečná konstrukce. Na těchto vzorcích lze provést zkoušku propustnosti, která může

prokázat zacelení trhlíny, stejně jako u klasicky zkoušených krychlí. V každém vzorku ale může být vyrobena pouze jedna trhlina, jejíž velikost se nedá nijak regulovat. Zkušební krychle také vyžadují více místa při skladování oproti vzorkům z textilního betonu.

Zkušební tělesa z textilního betonu neobsahují větší frakce kameniva, která jsou součástí směsi betonu skutečné konstrukce. V jednom vzorku je ale násobně větší množství trhlín a manipulace se vzorky je oproti zkušebním krychlím snadná. Vzhledem k malým rozměrům lze trhliny ve vzorku z textilního betonu zkoumat i v elektronovém mikroskopu. Tyto vzorky jsou dobrou volbou pro výzkum trendů hojení trhlín v betonu.

Tabulka 1: Porovnání zkušebních těles

Zkušební krychle	Zkušební tělesa z TRC
+ Shodná směs betonu s reálnou konstrukcí	– Rozdílná směs betonu s reálnou konstrukcí
– Potřeba větších skladovacích prostor	+ Potřeba menších skladovacích prostor
– Jedna trhlina v jednom zkušebním tělese	+ Mnoho trhlín v jednom zkušebním tělese
– Problematické vytváření trhlíny	+ Jednoduché vytváření trhlín
– Větší trhliny (0,1 – 0,6 mm)	+ Menší trhliny (0,05 – 0,15 mm)
– Obtížnější manipulace se zkušebními tělesy	+ Jednoduchá manipulace se zkušebními tělesy
– Větší spotřeba materiálu	+ Menší spotřeba materiálu
+ Snadné zkoušení propustnosti	– Těžší zkoušení propustnosti

3. VÝROBA ZKUŠEBNÍCH TĚLES Z TEXTILNÍHO BETONU

Velikost vzorků se může pohybovat od malých destiček (1 x 1 cm) po velké desky (2 x 2 m). Zkušební vzorky je možné vyrobit dvěma způsoby.

První možností je výroba větší desky a následné rozřezání na menší vzorky. Druhou možností je výroba vzorků s požadovanými rozměry.

Jeden z hlavních rozdílů mezi těmito metodami je kvalita hran výsledných vzorků, kdy hrany vzorků vyrobených z větší desky jsou rovnější a celistvější. Pro zkoumání zacelování trhlin není však tento detail příliš důležitý.

Samotná výroba větších desek je snadnější, ale nároky na kvalitu a rovinnost bednění jsou vyšší. Je také potřeba více místa při skladování během tuhnutí a tvrdnutí betonu.

4. VÝSLEDKY A DISKUSE

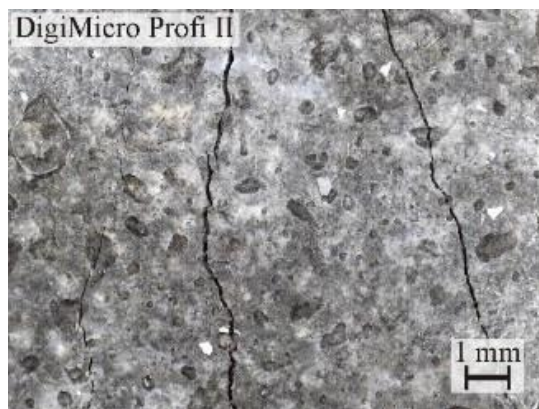
Vzorky pro výzkum zacelování trhlin v betonu byly vyrobeny z textilního betonu s netkanou polypropylenovou textilií.

Existují dva základní způsoby, jak lze vytvořit trhliny ve zkušebních vzorcích. První z nich využívá tahové zatížení. Pro uchycení vzorku do zkušebního lisu je nutné vyrobit vzorek větší. Po odtížení vzorku dochází k uzavírání trhlin. Aby bylo možné vzorek použít k výzkumu zacelování trhlin, je nutné vzorek zafixovat v takové pozici, aby byly trhliny otevřené. Výhodou je, že během fixace lze upravit šířku trhlin dle požadavků.

Druhým způsobem je zatížit zkušební vzorek ohybovým momentem. Po odtížení vzorek zůstává deformovaný a trhliny zůstávají otevřené, což je výhodné pro výzkum trhlin.

Trhliny ve vzorcích použitých pro výzkum zacelování trhlin byly vytvořeny pomocí ohybového momentu, aby se zabránilo jejich opětovnému uzavření. Kvůli malé šířce trhlin byl použit digitální mikroskop pro kontrolu a měření šířky trhlin (Obrázek 6).

Tato metoda umožňuje zkoumat velké množství trhlin na malých vzorcích z textilního betonu, které byly uloženy v různých okrajových podmínkách.



Obrázek 6: Trhliny v textilním betonu (Žáková a Žák 2019).

5. ZÁVĚR

Využití zkušebních vzorků z textilního betonu s netkanou polypropylenovou textilií je dobrou volbou pro výzkum a popis trendů vývoje trhlin a procesu autogenního hojení trhlin v betonu. Velkou výhodou vzorků z textilního betonu je možnost zkoumat velké množství trhlin na relativně malé ploše. To také znamená menší množství spotřebovaného materiálu při výrobě vzorků, menší nároky na skladovací prostory a navíc je po skončení experimentu menší množství odpadu než při zkouškách na klasických zkušebních krychlich.

PODĚKOVÁNÍ

Poděkování patří Českému vysokému učení technickému v Praze, které tuto práci finančně podporovalo v rámci projektu SGS20/043/OHK1/1T/11.

Použitá literatura

- Pazderka J and Hájková E (2016) Crystalline Admixtures And Their Effect On Selected Properties Of Concrete *Acta Polytechnica* **56** 306–11
- Pazderka J and Hájek P (2017) Two innovative solutions based on fibre concrete blocks designed for building substructure IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng. **246** 012046
- Pazderka J (2016) Concrete with Crystalline Admixture for Ventilated Tunnel against Moisture Key Engineering Materials **677** 108–13
- Pazderka J and Hájková E (2017) The speed of the crystalline admixture's waterproofing effect in concrete Key Engineering Materials **722** 108-12
- Rahhal V et al. (2009) Scheme of the Portland cement hydration with crystalline mineral admixtures and other aspects *Silicates Industriels* **74** 347-52
- Zhou M R et al. (2011) Study on Experiment of Concrete Compounding XYPEX and Steel Fiber Applied Mechanics and Materials **105-107** 1755–9
- Edvardsen C (1999) Water Permeability and Autogenous Healing of Cracks in Concrete *ACI Materials Journal* **96** 448–54
- Mechtcherine V and Lieboldt M (2011) Permeation of water and gases through cracked textile reinforced concrete *Cement and Concrete Composites* **33** 725–34
- Brückner A, Ortlepp R and Curbach M (2006) Textile reinforced concrete for strengthening in bending and shear *Materials and Structures* **39** 741–8
- Žák J and Štemberk P (2017) Experimental Investigation of Tensile Behavior of Textile Reinforced Concrete with Nonwoven Polypropylene Fabric *Mechanika 2017 Proceedings of the 22st Int. Sci. Conf. (Kaunas: Kauno technologijos universitetas)*, p. 399-401
- Žáková, H., & Žák, J. (2019). Using of TRC for research of crack evolution and the effect of autogenous healing. In *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering* (Vol. **596**, No. 1, p. 012045). IOP Publishing.