

CZECH TECHNICAL UNIVERSITY IN PRAGUE  
Faculty of Civil Engineering

# **Proceedings of PhD Workshop**

**Department of Concrete and Masonry Structures**

May 21, 2021  
Prague

## **PhD Workshop**

Department of Concrete and Masonry Structures

This book contains papers that were presented during the 10th PhD Workshop of the Department of Concrete and Masonry Structures that was held in Prague, CTU in Prague on 21 May 2021.

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 09/21/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](mailto:k133@fsv.cvut.cz), <https://concrete.fsv.cvut.cz/phdworkshop>

First edition

Published by: Czech Technical University in Prague

Number of pages: 203

**ISBN 978-80-01-06842-7**

©2021

Faculty of Civil Engineering

CTU in Prague

# CONTENT

<b>VYHODNOCENÍ PŘÍČNÉHO ODPORU BEZSTYKOVÉ KOLEJE NA MOSTECH</b>	<b>6</b>
BLÁHA Filip	
<b>INTERAKCE KROUTÍCÍHO MOMENTU A NORMÁLOVÉ SÍLY</b>	<b>11</b>
BOHÁČEK Lukáš	
<b>NÁRAZ SILNIČNÍHO VOZIDLA: OPATŘENÍ PRO SNÍŽENÍ RIZIK, VÝPOČETNÍ METODY A VZOROVÝ PŘÍKLAD</b>	<b>16</b>
HOLAN Jakub	
<b>EMISE CO<sub>2</sub> Z VÝROBY ŽELEZOBETONOVÝCH PRVKŮ – CITLIVOSTNÍ ANALÝZA</b>	<b>22</b>
HORÁKOVÁ Anna	
<b>MĚŘENÍ PÓROVÉHO TLAKU V BETONU ZA VYSOKÝCH TEPLOT: POUČENÍ Z PRVOTNÍHO NEÚSPĚCHU</b>	<b>27</b>
CHYLÍK Roman	
<b>OPTIMALIZACE NÁVRHU LETMO BETONOVANÉHO DÁLNIČNÍHO MOSTU</b>	<b>31</b>
KECLÍK Jiří	
<b>ZJEDNODUŠENÁ ANALÝZA KOLAPSU MOSTNÍ KONSTRUKCE ZATÍŽENÉ NÁHODNÝM VÝBUchem</b>	<b>36</b>
KÖHLER František	
<b>BRIDGE FIRE HAZARD: AN OVERVIEW</b>	<b>41</b>
KOŠŤÁLOVÁ Šárka	
<b>ANALÝZA VLIVU NÁHLÉ ZMĚNY GEOMETRIE NA NAPJATOST KROUCENÉHO ŽELEZOBETONOVÉHO PRVKU</b>	<b>46</b>
KUBÁT Jan	
<b>STEEL-CONCRETE-STEEL SANDWICH STRUCTURES IN CURRENT CONSTRUCTION – A SHORT OVERVIEW</b>	<b>52</b>
KUBÁT Roman	
<b>VÝPOČET ROZKMITŮ NAPĚTÍ V NOSNÉ KONSTRUKCI MOSTU OD VLAKŮ PRO ÚNAVOVÉ POSOUZENÍ</b>	<b>57</b>
MIKLAS Petr	
<b>ZOHLEDNĚNÍ NEPŘÍMÝCH TEPLOTNÍCH ZATÍŽENÍ PŘI POSUZOVÁNÍ ŽB KONSTRUKCÍ PO POŽÁRU</b>	<b>63</b>
MÜLLER Petr	
<b>VYSOCE EFEKTIVNÍ NÁVRH POHLEDOVÝCH SENDVIČOVÝCH PANELŮ</b>	<b>67</b>
MUSIL Luboš	

<b>NUMERICKÁ ANALÝZA VÝVOJE TEPLoty V BETONOVÉM KONTEJNERU ÚLOŽIŠTĚ VYHOŘELÉHO JADERNÉHO PALIVA S VlivEM HYDRATAČNÍHO TEPLA</b>	<b>71</b>
NEDOMOVÁ Karolína	
<b>DYNAMICKÁ ANALÝZA LÁVKY KRÁTKÉHO ROZPĚTÍ Z UHPC</b>	<b>77</b>
POTREBUJEŠ Marek	
<b>BETONOVÝ MONUMENT V JABLONCI NAD NISOU</b>	<b>82</b>
RIEDLOVÁ Anna	
<b>PRECAST MASONRY WALL PANELS: STATE OF THE ART</b>	<b>88</b>
RICHTEROVÁ Kristýna	
<b>SOUČASNÉ MOŽNOSTI BEDNĚNÍ</b>	<b>94</b>
SALÁK Martin	
<b>ZESILOVÁNÍ BETONOVÝCH MOSTŮ POMOCÍ ULTRA-VYSOKOHODNOTNÉHO VLÁKNOBETONU (UHPFRC)</b>	<b>99</b>
SAMEK Daniel	
<b>PREDICTION OF THE COMPRESSIVE STRENGTH OF CONCRETE BY MACHINE LEARNING REGRESSION MODELS</b>	<b>104</b>
SCHREIBEROVÁ Hana	
<b>ANALÝZA ZÓNOVÝCH MODELŮ POŽÁRU A JEJICH APLIKACE PŘI POSUZOVÁNÍ KONSTRUKCÍ</b>	<b>110</b>
SVOBODOVÁ Nicole	
<b>TRHLINY V BETONOVÝCH KONSTRUKCÍCH</b>	<b>115</b>
ŠKARDA Jan	
<b>ALIGNMENT OF STEEL FIBRES USING HELMHOLTZ COIL</b>	<b>121</b>
ŠONKA Štěpán	
<b>NUMERICKÉ OVĚŘENÍ ŽELEZOBETONOVÝCH PRVKŮ ZESÍLENÝCH UHPC V TLAČENÉ OBLASTI</b>	<b>127</b>
TOMAN Kryštof	
<b>VIZUÁLNÍ ANALÝZA HUTNĚNÍ DVOU VRSTEV BETONU</b>	<b>131</b>
TRTÍK Tomáš	
<b>KROUCENÉ ŽELEZOBETONOVÉ PRVKY: CITLIVOSTNÍ ANALÝZA NELINEÁRNÍCH NUMERICKÝCH MODELŮ</b>	<b>135</b>
VESECKÝ Jan	
<b>BETONOVÉ MOSTY STŘEDNÍCH ROZPĚTÍ NA VYSOKORYCHLOSTNÍCH TRATÍCH</b>	<b>145</b>
VRBA Pavel	

<b>VÍCEKRITERIÁLNÍ OPTIMALIZACE BETONOVÉ LÁVKY S VYUŽITÍM VIZUÁLNÍHO PROGRAMOVÁNÍ</b>	<b>151</b>
ZAŽIREJ Stanislav	
<b>PROPERTIES OF WATERTIGHT CONCRETE WITH DIFFERENT DESIGN APPROACH</b>	<b>156</b>
HLAVSA Zdeněk	
<b>VYHODNOCENÍ MĚŘENÍ RYCHLOSTI ÚLOMKŮ CEMENTOVÝCH KOMPOZITŮ VYSTAVENÝCH VÝBUCHU</b>	<b>161</b>
HORNÍKOVÁ Kateřina	
<b>DATA TRANSFER BETWEEN STRUCTURAL ANALYSIS AND ASSESSMENT SOFTWARE</b>	<b>167</b>
HORSKÁ Alena	
<b>DEBRIS VELOCITY ASSESMENT OF FIBER CONCRETE SPECIMENS LOADED BY BLAST LOAD</b>	<b>171</b>
JANOTA Ondřej	
<b>NÁVRH ESTAKÁDY Z UHPFRC PREFABRIKOVANÝCH SEGMENTŮ</b>	<b>175</b>
KAPRÁLEK Lukáš	
<b>REALIZACE ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ V ZIMNÍCH PODMÍNKÁCH</b>	<b>180</b>
KASAL Pavel	
<b>KOTEVNÍ OBLASTI V KONSTRUKCÍCH Z MATERIÁLU UHPFRC A EXPERIMENTÁLNÍ ZJIŠTĚNÍ ÚNOSNOSTI</b>	<b>185</b>
PRCHAL Jan	
<b>TECHNOLOGIE OŠETŘOVÁNÍ UHPC TEPLOTOU V RANÉM STÁŘÍ PRO PRODUKCI PREFABRIKOVANÝCH DÍLCŮ</b>	<b>191</b>
PŘÍBRAMSKÝ Vladimír	
<b>ZATÍŽENÍ CEMENTOVÉHO KOMPOZITU VÝBUCHEM S VLIVEM PROJEKTILU</b>	<b>196</b>
ZÍMA Jakub	
<b>VHODNÝ TVAR ZKUŠEBNÍCH TĚLES PRO AUTOMATICKÉ VYHODNOCOVÁNÍ ZACELOVÁNÍ TRHLIN</b>	<b>200</b>
ŽÁK Jakub	

# VYHODNOCENÍ PŘÍČNÉHO ODPORU BEZSTYKOVÉ KOLEJE NA MOSTECH

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 vyhodnocení příčného odporu bezстыkové koleje na betonových mostech. Stanovení tohoto parametru bylo docíleno experimentálním měřením na reálném modelu bezстыkové koleje a jeho následným numerickým vyhodnocením. Ke stanovení tohoto příčného odporu bylo zapotřebí provést nejen experiment na samotné měření odporu kolejového roštu v příčném směru, ale bylo nutné provést i dílčí experiment na měření torzního odporu použitých kolejnicových upevňovačů.

Parametry experimentální bezстыkové koleje budou dále porovnány s aktuálně používanými normami a předpisy pro návrh bezстыkové koleje na mostě, případně se srovnatelnými experimenty provedenými v zahraničí. V práci bude popsán rozdíl mezi normovými a experimentálními parametry, jeho vliv na chování bezстыkové na mostech a zváženy možnosti změn 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 • Vyhodnocení

## ABSTRACT

The aim of this article is to determine the lateral resistance of continuously welded rails on concrete bridges. The determination of this parameter will be achieved again through experimental measurements on a continuously welded rail full-scale model and its subsequent numerical evaluation. The measurement of the lateral resistance of the rail was performed, but it was necessary to determine the torsional resistance of the rail fasteners in another experimental measurement.

The parameters of the experimental rail will be compared with current standards and regulations used to design actual continuously welded rails on the bridge or with foreign measurements 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 • Rail • CWR • Experiment • Evaluation

## 1. ÚVOD

Vzhledem k rozvoji železniční dopravy po celém světě a zároveň k celkovým snahám stavět větší a složitější konstrukce překračující stále větší a delší překážky je nesmírně 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 vycházející z dosavadních zkušeností, nebo musí být použito 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 jednoduše opodstatnitelná. Omezení posunů nosné konstrukce však pravděpodobně vychází z jakéhosi historického požadavku a v současné době není zřejmé, 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 upevňovačů. Ani jeden ze výše uvedených parametrů součástí celkového příčného odporu mezinárodní norma UIC vůbec nespecifikuje.

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

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

## 2. EXPERIMENTÁLNÍ MĚŘENÍ

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

Model bezстыkové koleje byl zhotoven 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 kolejevé 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 Obrázku 1.



Obrázek 1: Model bezстыkové koleje při měření kolejevého roštu v příčném směru

Během měření příčného odporu kolejevého roštu byl do osy symetrie umístěn hydraulický lis, který přes ocelový hranol působil do středu smyku krajní kolejnice. Touto vyvolanou silou byl kolejevý rošt posouván v příčném směru.

Vyvozené deformace byly na několika místech měřeny snímači posunu. Podrobnějším popisem experimentu se zabýval dřívější článek na workshopu doktorandů FSv ČVUT.

## 3. VYHODNOCENÍ EXPERIMENTU

Vyhodnocení naměřených experimentálních dat nebylo možné provést pouze numericky, neboť při působení příčné síly na kolejevý rošt nedochází pouze k jeho posunům (jako v případě měření podélného odporu), ale velkou roli hraje i jeho ohybová tuhost v horizontální rovině.

Zmíněná vodorovná tuhost kolejevého roštu se skládá nejen z ohybové tuhosti dvou ocelových kolejnic, ale v rámci vyhodnocování bylo zjištěno, že vliv má i torzní tuhost kolejnícových upevňovacích. V případě, že by byla nulová, ohybová tuhost kolejnícového roštu by se skládala skutečně jen z ohybové tuhosti kolejnic. Naopak v případě, že by torzní tuhost byla absolutní a bylo tak zabráněno jakýmkoliv natočením kolejnic v upevňovacích, celý rošt by se choval podobně jako

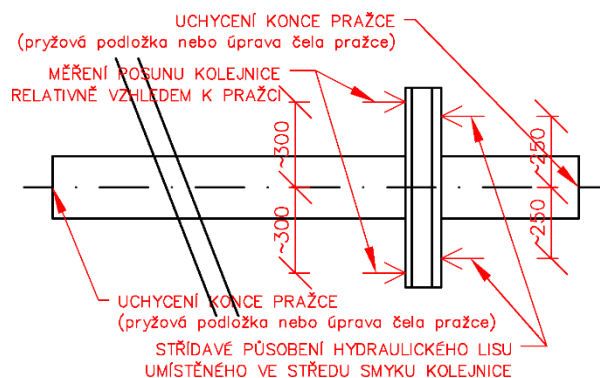
tzv. Vierendeelův nosník a jeho tuhost v horizontální rovině by byla značná.

Skutečná torzní tuhost se však nachází mezi těmito limitními případy. Pro stanovení tohoto parametru byl naplánován a proveden dílčí experiment.

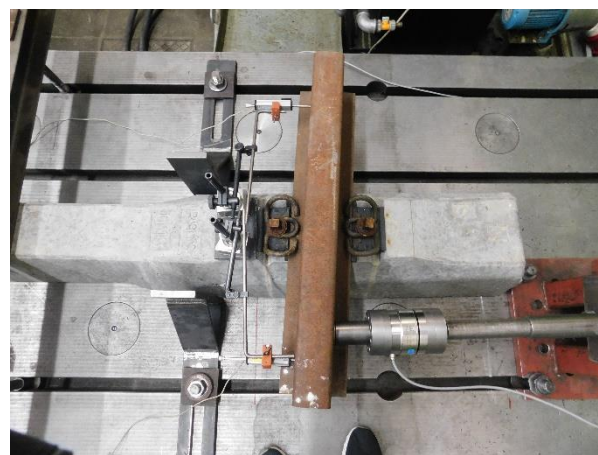
## 4. DÍLČÍ EXPERIMENT PRO STANOVENÍ TORZNÍ TUHOSTI POUŽITÝCH UPEVNŮVADEL

Pro potřeby tohoto experimentu byl použit samotný pražec, do jehož upevňovacích byly uchyceny kusy kolejnic. Tyto kolejnice byly z jedné strany zatěžovány pístem hydraulického lisu, čímž docházelo k natáčení kolejnice.

Z hlediska měření nebylo možné měřit přímo natočení v úhlových jednotkách, proto bylo přistoupeno k měření posunů konců kolejnic. Umístění hydraulického lisu a snímačů je zobrazeno na schématu měření na Obrázku 2 a zároveň na fotografii ze samotného měření na Obrázku 3.



Obrázek 2: Schéma uspořádání experimentu na stanovení torzní tuhosti upevňovadla



Obrázek 3: Schéma uspořádání experimentu na stanovení torzní tuhosti upevňovadla

V rámci tohoto měření bylo provedeno celkem 8 zatěžovacích cyklů, tj. 4 zatěžovací cykly na každé upevňovací. Tyto 4 cykly probíhaly ve střídavém režimu, takže bylo střídáno zatěžování ve směru a proti směru hodinových ručiček.

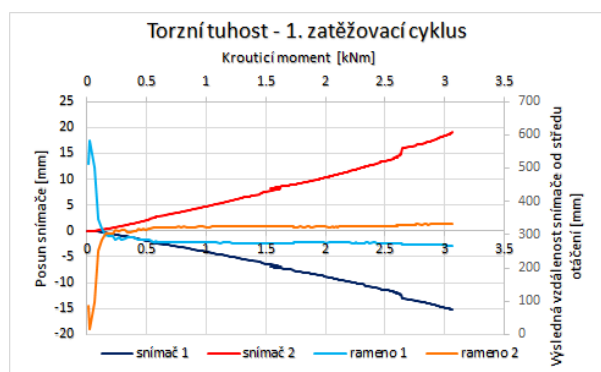
Pro stanovení torzní tuhosti upevňovadla bylo v rámci vyhodnocení nutné převést působící sílu na krouticí moment a

posuny na natočení. Během vyhodnocování dat však bylo zjištěno, že posuny z obou snímačů nejsou stejné. To je způsobeno primárně tím, že kolejnice se neotáčí kolem středu upevňovadla, ale vlivem působících sil se střed otáčení posouvá blíže ke kraji upevňovadla. Tento jev je viditelný i na Obrázku 3.

Tento problém byl jednoduše odstraněn tak, že bod otáčení byl pomyslně přesunut pod krajní snímač, hodnoty posunů byly sečteny v absolutní hodnotě a vzdálenost bodu otáčení a měření byla použita suma obou ramen snímačů. Tímto způsobem byl přesně stanoven úhel natočení kolejnice.

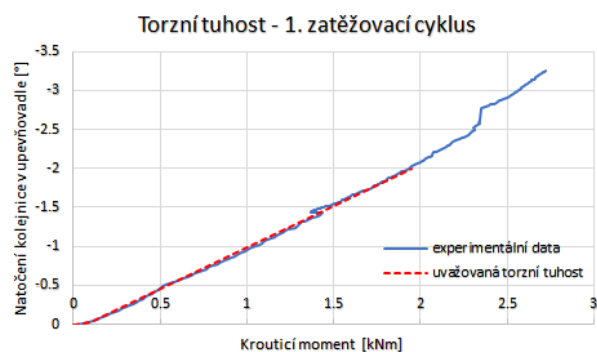
S posunem bodu otáčení souvisí další problém, a to sice stanovení ramena působení síly potřebného ke stanovení kroučícího momentu. Zde byl použit poměr absolutních hodnot posunů z obou snímačů. Tím bylo možné stanovit velikost posunu středu otáčení od původního středu. Proměnné rameno bylo použito pro stanovení průběhu kroučícího momentu.

Hodnoty posunů obou snímačů v závislosti na kroučícím momentu z 1. zatěžovacího cyklu jsou znázorněny v grafu na Obrázku 4. Ve stejném grafu jsou pro ilustraci znázorněna stanovená ramena – vzdálenosti od posunutého středu otáčení k příslušným snímačům.



Obrázek 4: Průběh posunů jednotlivých snímačů a průběh jejich vzdáleností od posunutého středu otáčení v průběhu 1. zatěžovacího cyklu

Z výše popsaných vyhodnocených dat byl stanoven průběh torzní tuhosti použitých upevňovadel. Tento průběh slouží jako vstupní parametr ve výpočetním modelu pro stanovení příčného odporu samotného kolejového roštu bez vlivu kolejnic. Pro potřeby vyhodnocení byl použit 1. zatěžovací cyklus, neboť při ohybu kolejového roštu dochází pouze k malým natočením. Průběh uvažované torzní tuhosti je na Obrázku 5.

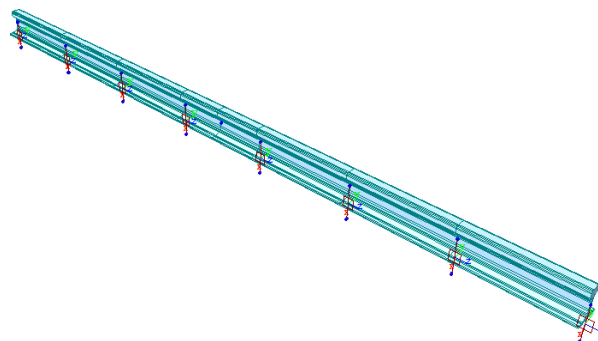


Obrázek 5: Uvažovaná torzní tuhost upevňovadel

## 5. SHRUTÍ VYHODNOCENÍ PŘÍČNÉHO ODPORU

Pro stanovení příčného odporu kolejového roštu byl v programu Midas Civil vytvořen jednoduchý výpočetní model (Obrázek 6). Tento model se skládal z jednoho prutu, ovšem s parametry dvou kolejnic UIC 60. Tento prut byl podepřen pružnými podporami v místech pražců. U podpor byl zabráněn svislý posun a natočení kolem podélné osy kolejnice. Torzní tuhost byla zvolena nelineární dle průběhu na Obrázku 5.

Průběh příčného odporu byl volen pružnoplasticky. Jelikož na konci zatěžování se celý kolejový rošt posunoval již plasticky, byla maximální působící síla 80 kN rozdělena na všech 8 pražců. Tím byla stanovena hodnota plastické větve na 10 kN/pražec. U těchto pružnoplastických pružin tak už byl měněn pouze posun, při kterém je této plastické větve dosaženo. Volen byl od 0,2 mm do 2,4 mm v krocích 0,2 mm.

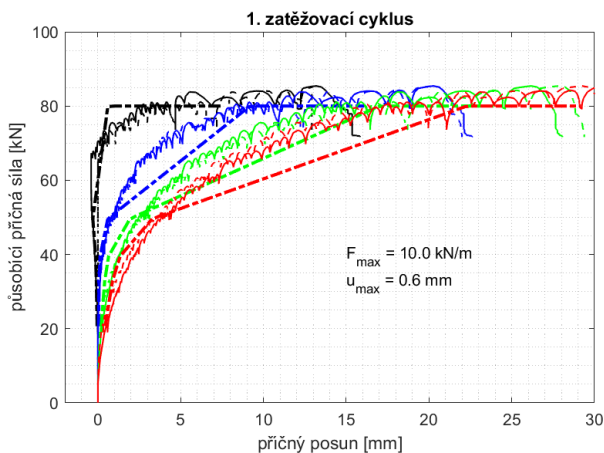


Obrázek 6: Zjednodušené modelování kolejového roštu ve výpočetním programu Midas Civil

Zatěžování prutu neprobíhalo „standardně“ silou, neboť by při dosažení plné plasticity všech pražců model vykazoval nereálně hodnoty posunů. Z toho důvodu byl náhradní prut zatěžován vynuceným posunem v místě působení hydraulického lisu a celková působící síla byla brána jako suma reakcí jednotlivých podpor.

Celkem bylo vždy počítáno 60 zatěžovacích stavů, přičemž v každém následujícím byla vynucená deformace zvětšena o 0,5 mm. Celkem byl tedy počítán rozsah 0-30 mm. Ze všech variant průběhu příčného odporu byl vytvořen graf v programu Matlab, který byl porovnán s experimentálním průběhem příčných posunů. Při celkovém srovnání skutečnému průběhu nejlépe odpovídal průběh, při kterém plastický posun nastával při 0,6 mm (Obrázek 7).





Obrázek 7: Porovnání experimentální a výpočtového průběhu posunů v závislosti na příčné síle

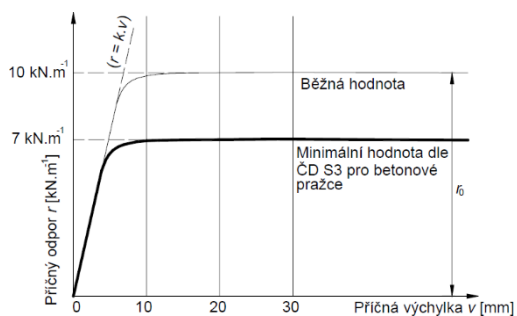
Na průbězích je však viditelné, že v jedné části se od experimentálního průběhu mírně odchyľují. To je pravděpodobně způsobeno tím, že průběh nebude pouze pružnoplasticky, ale uvažovaná pružná větev pracovního diagramu bude po částech bilineární. Tento průběh bude nadále zkoumán a upřesněn.

## 6. ZÁVĚR

V rámci vyhodnocení příčného odporu byla z dílčího experimentu stanovena torzní tuhost použitých upevňovačů. Tento průběh byl použit jako vstupní parametr do výpočtového modelu pro stanovení příčného odporu samotného kolejového roštu, tj. bez vlivu ohybu kolejnic a vlivu krouticí tuhosti upevňovačů.

Z dosavadního zjištění lze konstatovat, že v rámci experimentu byl zjištěn příčný odpor s maximální hodnotou 10 kN na pražec a začátkem plastické části do 1 mm. V rámci dalšího zkoumání bude přesněji definována pružná větev pracovního diagramu, aby bylo dosaženo shody v plném rozsahu.

Jak již bylo řečeno, předpis UIC se parametry příčného odporu vůbec nezajímá. Vyhodnocený odpor je tedy srovnán s tuzemskou literaturou, která uvádí minimální odpor 7 kN/m a běžný odpor 10 kN/m, což při stejném rozdělní pražců odpovídá 4,2 kN/pražec, resp. 6 kN/pražec. To vše při výrazně větších posunech (Obrázek 8).



Obrázek 8: Dostupný podklad o průběhu příčného odporu bezstykové koleje

Při porovnání podkladů a experimentální dat je zřejmé, že bezstyková kolej v uzavřeném štrkovém loži na mostě na větší

příčný odpor, navíc jeho maximální hodnoty je dosaženo při menších příčných deformacích.

Tyto parametry budou výhledově použity v celkovém modelu bezstykové koleje, kde bude zkoumán jejich vliv na příčnou stabilitu koleje. Cílem je stanovit maximální využití koleje a maximální deformace nosné konstrukce mostu tak, aby byla zaručena bezpečnost použití, ale zároveň byl plně vyčerpán potenciál bezstykové koleje.

## PODĚKOVÁNÍ

Príspevek vznikl za finanční podpory SGS21/042/OHK1/1T/11, Českého Vysokého učení technického v Praze.

## 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](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](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 bezстыkové 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: <http://lences.cz/domains/lences.cz/skola/neprihlaseny/index.php?dir=Skripta/BN02-Zeleznicni%20stavby%20II/&file=M06-Bezstykova%20kolej.pdf>

# INTERAKCE KROUTÍCÍHO MOMENTU A NORMÁLOVÉ SÍLY

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

Článek se zabývá experimentálním ověřením únosnosti v kroucení 4 skupin vzorků, které se lišily svým vyztužením podélnou výztuží a třmínky. Tyto vzorky byly navíc zkoušeny nejen pouze kroucené, ale také s přidáním tlakové síly. Průběh experimentů byl dále porovnán s výsledky lineárního výpočtu i s vlivem normálového napětí a také s výpočtem dle platného evropského předpisu.

Ukázalo se, že i poměrně malý přítlak může mít zásadní vliv na únosnost prvků, hlavně u prvků s menším množstvím podélné výztuže. U vzorků byl také zkoumán úhel smykové trhliny a vliv přítlaku na tento úhel. Bylo zjištěno, že smyková trhlinka u daných vzorků pohybovala obvykle ve sklonech mezi 35° a 45°, což je výrazně užší rozsah, než je umožněn v platném předpisu.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Kroucení • Železobeton • Experimenty • Tlak • Trhlinka

## ABSTRACT

This article deals with the experimental determination of the load bearing capacity in torsion of four types of specimens. There were two types of longitudinal reinforcements and two types of used stirrups. Specimens were also tested in interaction of the normal force and the torsion. Results of the experiments were compared to a linear calculation and to a calculation according to European standards.

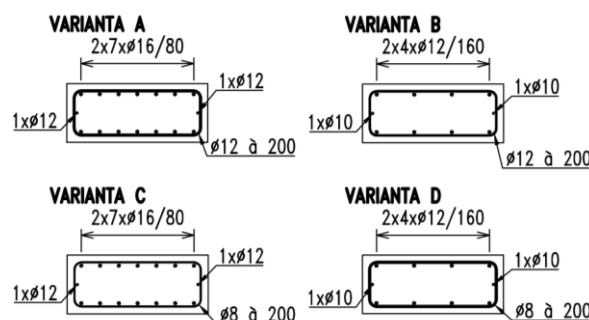
It can be seen, that even small compression can significantly improve the load bearing capacity. Load bearing capacity of specimens with less longitudinal reinforcement was improved more. Also the angle of shear crack was observed. It has been shown that the angle was between 35° and 45°, even for specimens with compression. However, the European standard allow wider range.

## KEYWORDS

Torsion • Reinforced concrete • Experiments • Compression • Crack

## 1. ÚVOD

Základní částí článku je experimentální program, který zahrnuje celkem 24 vzorků. Byly navrženy 4 způsoby vyztužení (kombinace dvou variant podélné výztuže a dvou variant třmínků), jak je znázorněno na obrázku 1. Tyto vzorky byly podrobeny nejen krouticímu momentu, ale na polovinu vzorků byla aplikována i tlaková normálová síla, aby bylo možné určit přínos této síly pro únosnost v kroucení.



Obrázek 1: Výztuž jednotlivých vzorků

Pro vyhodnocení únosnosti je využita metoda dle ČSN EN 1992-1-1. V této metodě bývá problematická volba úhlu smykové trhliny, jakožto velmi zásadního parametru výpočtu, který je volitelný. Zejména je řešeno, zda rozmezí tohoto volitelného parametru skutečně odpovídá reálným úhlům smykových trhlin. Proto se článek také zabývá úhlem u použitých vzorků.

Proveden byl také lineární výpočet dle Saint-Venanta pro únosnosti masivních průřezů před vznikem trhlin, který je také porovnán s výsledky experimentů. Do tohoto lineárního výpočtu byl zaveden i vliv normálové síly.

## 2. VÝPOČETNÍ ANALÝZA

### 2.1. Stav před vznikem trhlin

Před dosažením tahové pevnosti betonu (tedy před vznikem trhlin způsobených samostatným namáháním) je v průřezu předpokládáno pružné rozdělení napětí.

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

K výpočtu napětí v průřezu byla použita teorie kroucení dle Saint-Venanta. Tato teorie předpokládá kvadratické rozložení napětí od kroucení podél hran obdélníkového průřezu s maximální hodnotou napětí uprostřed delší strany průřezu, jehož hodnota je

$$\tau = \frac{M}{\gamma t^2 d}, \quad (1)$$

kde  $\gamma$  se dá přibližně spočítat

$$\gamma = 0.20817 + 0.05 \ln(d/t). \quad (2)$$

Z toho lze vypočítat, že při dosazení tahové pevnosti betonu  $f_{ct}$  za hodnotu napětí  $\tau$  odpovídá kroutící moment při vzniku trhlin

$$M_{cr0,SV} = f_{ct} \gamma t^2 d. \quad (3)$$

Pokud uvažujeme normálové napětí v průřezu, tak je nutné počítat s víceosou napjatostí. Jelikož ve směru kolmém na podélnou osu nepůsobí žádné zatížení, vychází se ze vzorce pro dvouosou napjatost:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2}. \quad (4)$$

Po úpravě a dosazení hodnoty  $f_{ct}$  za hlavní napětí  $\sigma_1$  vychází rovnice následovně

$$\tau = \sqrt{f_{ct}(f_{ct} - \sigma_x)}. \quad (5)$$

Pokud napětí  $\tau$  z rovnice (2) nahradíme hodnotou z rovnice (5), tak po úpravách získáme následující rovnici:

$$M_{cr1,SV} = f_{ct} \gamma t^2 d \sqrt{1 + \frac{-\sigma_x}{f_{ct}}}. \quad (6)$$

Z rovnic (3) a (6) je zřejmé, že tahové či tlakové normálové napětí se na únosnost průřezu před vznikem trhlin projeví hodnotou  $(1 - \sigma_x/f_{ct})^{1/2}$ .

Vzorky byly navrženy z betonu C30/37, jehož průměrná tahová pevnost je  $f_{cm} = 2.9$  MPa. Z tohoto předpokladu a rovnice (3) vychází hodnota kroutícího momentu při vzniku trhlin bez přitížení  $M_{cr0,SV} = 27.4$  kNm. Při použití tlakového normálového napětí 2.8 MPa (které bylo použito při experimentech) vychází hodnota kroutícího momentu při vzniku trhliny dle rovnice (6)  $M_{cr1,SV} = 38.4$  kNm.

Z provedených výpočtů je zřejmé, že by mělo dojít ke zvýšení kroutícího momentu před vznikem trhlin o 39 %. Pro ilustraci, ze vztahu (6) je zřejmé, že aby vzrostla únosnost dvounásobně, tak by normálové napětí muselo být v absolutní hodnotě trojnásobně v porovnání s tahovou pevností betonu.

## 2.2. Výpočet po vzniku trhlin

K výpočtu únosnosti po vzniku trhlin byl využitý postup dle ČSN EN 1992-1-1. Tento postup je poměrně obecně známý a vychází z modelu příhradové analogie, kde se kroucení průřezu převede na kroucení tenkostěnného průřezu, respektive smykové namáhání stěn tenkostěnného průřezu.

Následně se posuzují dané stěny tenkostěnného průřezu na smykové namáhání (z hlediska výztuže třminky i tlačené diagonály) a minimální množství podélné výztuže v průřezu.

Vypočtená smyková únosnost je přímo úměrná kotangentě úhlu smykové trhliny, která je v daném předpisu volitelná bez daných doporučení. Hodnotu  $\cot(\theta)$  je možné volit

v rozmezí 1.0 ( $\theta = 45^\circ$ ) až 2.5 ( $\theta \approx 22^\circ$ ). Z tohoto plyne, že je pouze na samotném autorovi výpočtu, jaký úhel zvolí. Volba příznivějšího úhlu pro návrh smykové výztuže s sebou nese negativní důsledky při posouzení podélné výztuže a výpočtu únosnosti tlačené diagonály.

Pro vzorky z obrázku 1 byly vypočteny únosnosti při uvažování charakteristické hodnoty pevnosti výztuže ( $f_{yk} = 500$  MPa) namísto návrhové hodnoty pevnosti výztuže. Výpočet byl proveden pro dva uvažované sklony smykové trhliny a to  $\cot(\theta) = 1$  a  $\cot(\theta) = 2.5$ . Výsledky jsou v tabulce 1.

Tabulka 1: Charakteristické únosnosti vzorků dle EC 1992-1-1

Vzorky	$\cot(\theta)$ [-]	$T_{R,k}$ (třminky) [kNm]	$T_{R,k}$ (podél.) [kNm]
A	1	43.9	186.9
	2.5	109.8	74.8
B	1	43.9	65.3
	2.5	109.8	26.1
C	1	19.5	186.9
	2.5	48.8	74.8
D	1	19.5	65.3
	2.5	48.8	26.1

## 3. EXPERIMENTY

### 3.1. Popis experimentů

Samotné vzorky o rozměrech 600x250x2000 byly zkoušeny na zkušebním zařízení na obrázku 2. Vzorek je uchycený v ocelových přípravcích, na které je nahoře připojena dvojice 20 t lisů, které jsou řízeny synchronně. Dole je vzorek uchycen pevně. U vzorků s přítlakem byl navíc použitý shora 50 t lis, který byl nastaven konstantně na hodnotu 42 t (přítlak 2.8 MPa).

Lisy byly v průběhu zkoušky řízeny deformací. Potenciometry byl sledován posun na horní i dolní hraně vzorku ve směru kolmo na delší stranu průřezu. Z deformací potenciometrů bylo dále vypočítáno pootočení.



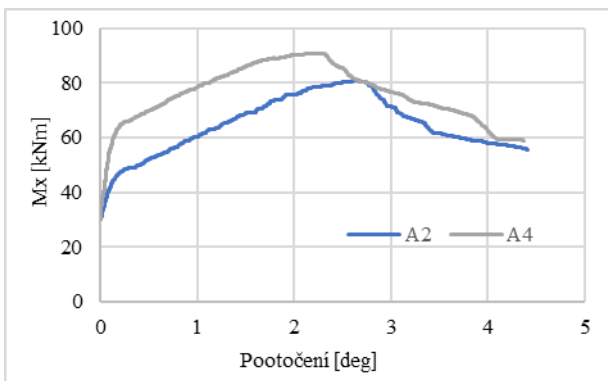
Obrázek 2: Zkoušení vzorku s přtlakem

Od každého typu vzorků (A-D) bylo vyrobeno celkem 6 kusů. Tři vzorky byly vždy zkoušeny bez přtlaku, čistě zkroucené a další tři vzorky byly zkoušeny s použitím přtlaku 2.8 MPa.

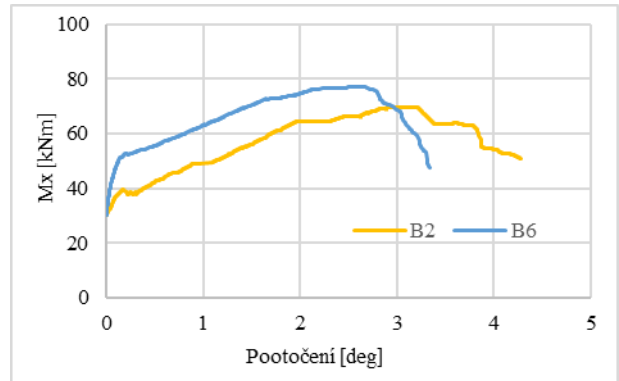
### 3.2. Výsledky experimentů

Experimenty byly provedeny až do zničení jednotlivých vzorků. Na obrázcích 3 až 6 jsou vyneseny průběhy experimentů, konkrétně kroutící moment na svislé ose a zkroucení (na vzdálenost mezi snímači, tedy cca 1.8 m), které bylo vypočteno, na vodorovné ose. Z důvodu různých posunů vlivem dotlačení jsou grafy zarovnány a zobrazeny až od hodnoty kroutícího momentu 30 kNm.

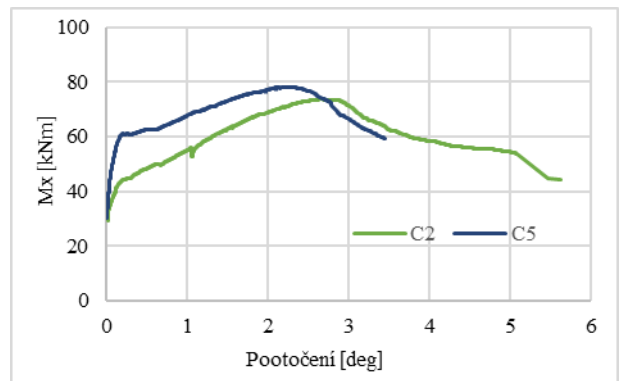
Z každé skupiny vzorků byly vybrány průběhy jednoho ze vzorků bez přtlaku (1-3) a s přtlakem (4-6).



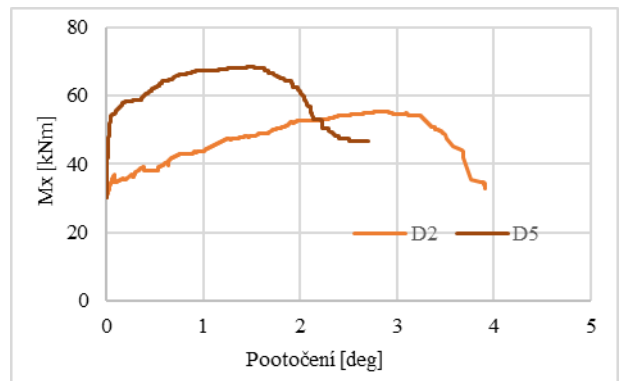
Obrázek 3: Závislost kroutícího momentu a pootočení – vzorky A



Obrázek 4: Závislost kroutícího momentu a pootočení – vzorky B



Obrázek 5: Závislost kroutícího momentu a pootočení – vzorky C



Obrázek 6: Závislost kroutícího momentu a pootočení – vzorky D

Z většiny grafů je viditelné, že začátek změny sklonu, tedy okamžik, kdy dochází k prvním trhlinám, je u vzorků bez přtlaku zhruba okolo hodnot kroutícího momentu 30-40 kNm. U vzorků s přtlakem se tento kroutící moment pohybuje okolo hodnot 50-60 kNm.

Obecně je na všech obrázcích 3 až 6 viditelné, že maximální hodnota kroutícího momentu byla u vzorků bez přtlaku dosažena při větší deformaci než u vzorků s přtlakem. Dále je taky zřejmé, že hodnoty kroutícího momentu po dosažení svého maxima klesají rychleji u vzorků B a D, což jsou prvky s menším množstvím podélné výztuže. Naopak u prvků s větším množstvím podélné výztuže je pokles pozvolnější. Je zřejmé, že tato vlastnost platí pro experimenty bez přtlaku i s přtlakem.

Číselné výsledky jsou v tabulce 2. Jsou zde průměrné hodnoty maximálních kroutících momentů pro jednotlivé typy vzorků, jejich směrodatná odchylka a variační koeficient. V posledním sloupci je vždy vypočten poměr průměrného maximálního kroutícího momentu prvků s přitížením a bez přitížení.

Tabulka 2: Maximální ohybové momenty jednotlivých typů vzorků

Vzorky	Přítlak [MPa]	$M_{max,prům}$ [kNm]	$M_{max,σ}$ [kNm]	Vari- ační k. [%]	Poměr
A	0	80.6	1.5	1.9	1.13
	-2.8	91.2	0.4	0.5	
B	0	68.9	0.6	0.8	1.19
	-2.8	82.0	4.8	5.9	
C	0	73.7	0.3	0.4	1.06
	-2.8	78.0	0.2	0.3	
D	0	56.4	2.8	5.0	1.22
	-2.8	68.5	1.4	2.0	

Z tabulky 2 je zřejmé, že největšího maximálního kroutícího momentu bylo dosaženo u nejvíce vyztužených vzorků A, a to 80.6 kNm bez přítlaku a 91.2 kNm s přítlakem. Únosnost vzorků B a C byla podobná, bez přitížení ale měl větší únosnost vzorek C (73.7 kNm oproti 68.9 kNm) a s přitížením vzorek B (82.0 kNm oproti 78.0 kNm). Vzorek D měl únosnost bez přitížení 56.4 kNm a s přitížením 68.5 kNm.

Přitížení bylo neúčinnější u vzorku D, vedlo k zvýšení únosnosti o 22 %. Naopak nejmenší přínos mělo přitížení u vzorků C, kdy byla zvýšena únosnost o 6 %. U vzorků typu B byla únosnost zvýšena o 19 % a u vzorků typu A o 13 %.

#### 4. DISKUZE VÝSLEDKŮ EXPERIMENTŮ A POROVNÁNÍ S VÝPOČTY

##### 4.1. Únosnost před vznikem trhlin

Z grafů na obrázcích 3 až 6 jsou viditelné lineární části grafů a následně dochází ke změně sklonu křivek, kdy je průřez oslabován trhlinami. Tento jev u prvků bez přítlaku nastává zhruba na hodnotách 30-40 kNm a u prvků s přítlakem 50-60 kNm. Pro další výpočty budou uvažovány hodnoty uprostřed těchto intervalů.

Při dosažení hodnoty 35 kNm do rovnice (3), vychází tahové napětí cca 3.7 MPa. Při dosažení této hodnoty do rovnice (6) a uvažování přitížení 2.8 MPa (dle provedených experimentů) vychází kroutící moment 46.3 kNm. Je zřejmé, že tato hodnota je nižší než hodnota skutečného kroutícího momentu, při kterém docházelo ke změně sklonu přitížených prvků.

Tyto hodnoty sice plně nekorespondují s uvažovanou lineárně pružnou teorií, je ale nutné vzít potaz provedená zjednodušení. Hodnoty kroutících momentů při vzniku trhliny byly odhadnuty z grafů a byl uvažován střed rozpětí. Dále je také nutné počítat s tím, že hodnota tahové pevnosti betonu je značně proměnlivá hodnota, která se od svého průměru může

velmi lišit. Navíc, pro zjednodušení byla při víceosé napjatosti uvažována stále stejná hodnota průměrné pevnosti v tahu. Existují však i pružno-plastické modely betonu, které udávají vyšší hodnotu pevnosti v tahu při menších tlakových hodnotách ve směru druhého hlavního napětí.

##### 4.2. Únosnost po vzniku trhlin

Dle očekávání bylo dosaženo největší únosnosti u vzorků A a nejmenší únosnosti u vzorků typu D, což koresponduje s vyztužením. Vzorky typu B a C měly podobné výsledky, jejich únosnost byla přibližně 89 % vzorků typu A.

Obecně se ukázalo, že u vzorků s menším podélným vyztužením byl přítlak efektivnější (viz tabulka 3). S největší pravděpodobností to bude tím, že menší množství podélné výztuže bylo pro tyto dva druhy vzorků významným faktorem při dosažení únosnosti. V tabulce 3 je také viditelné, že u vzorku C měl přítlak nejmenší vliv. To je zřejmě způsobeno tím, že je zde nejvíce podélné výztuže vzhledem k množství třmínek (v porovnání s ostatními prvky). Velmi pravděpodobně byly třmínky rozhodujícím prvkem s minimálním vlivem podélné výztuže, a proto je přínos tlakové síly nejmenší.

Z tabulky 1 je také zřejmé, že únosnost vzorku D a C (při volbě  $\cot(\theta) = 1$ ) a B (při volbě  $\cot(\theta) = 2.5$ ) vychází únosnost dokonce menší, než je únosnost průřezu před vznikem trhliny. Tato skutečnost se ani u jednoho ze vzorků nepotvrdila.

Tabulka Tab3: Nárůst maximálního ohybového momentu s ohledem na vyztužení

Třmínky	Podélná výztuž [%]	
	2.0	0.7
Ø12 à 200	1.13 (A)	1.19 (B)
Ø8 à 200	1.06 (C)	1.22 (D)

Při porovnání výsledků experimentů s únosnostmi vypočtenými v tabulce 1 je zřejmé, že únosnost z experimentů byla vždy vyšší než vypočtená. U méně vyztužených vzorků byl rozdíl větší než u vzorků s větším množstvím výztuže. Například při uvažování vzorků C a volbě úhlu  $\theta = 45^\circ$ , což poměrně dobře vystihuje realitu, je ale vypočtená únosnost přibližně čtvrtinová oproti skutečné únosnosti. Naopak u vzorků typu A volbě úhlu  $\theta = 22^\circ$  vychází vypočtená únosnost podobně skutečné únosnosti.

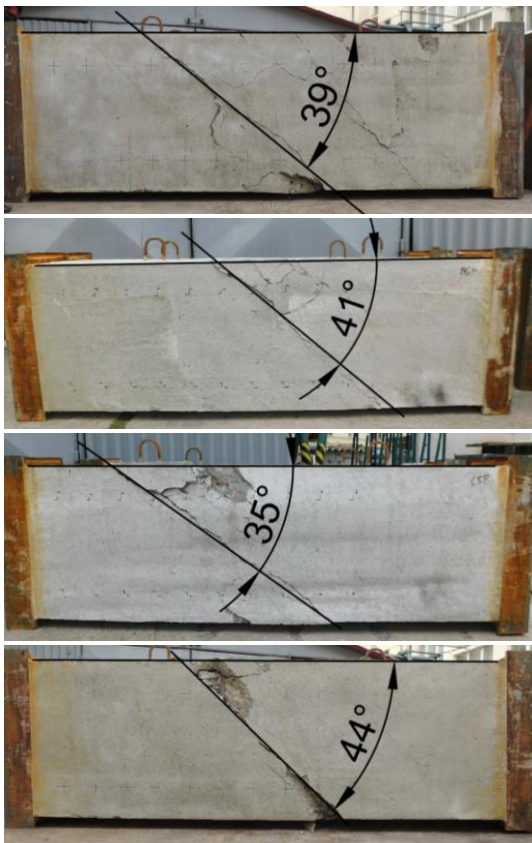
V tabulce 1 jsou ale vidět značné rozdíly výsledků při volbě úhlu smykové trhliny, zejména u vzorků C, kde dle výpočtu, o únosnosti nerozhoduje podélná výztuž. Tento efekt se částečně potvrdil i tím, že únosnost tohoto vzorku vzrostla nejméně při použití tlakové síly.

##### 4.3. Úhel smykové trhliny

V provedených experimentech byl v naprosté většině případů úhel smykové trhliny  $\theta$  mezi  $35^\circ$  a  $45^\circ$ , bez zásadního vlivu přítlaku (viz obrázek 7). Jak bylo uvedeno v předešlých kapitolách, úhel smykové trhliny je pro vypočtenou únosnost průřezů velmi zásadní. Je možné, že přítlak 2.8 MPa byl malý a

při větším přitlaku by docházelo k větší změně úhlu smykové trhliny.

Při samotném kroucení je volba příliš malého úhlu smykové trhliny zohledněna následným nepříznivým vlivem při posouzení podélné výztuže. Problém však může nastat při posouzení interakce posouvající síly a kroutícího momentu, kdy se volí stejná hodnota sklonu smykové trhliny a tyto vlivy se posuzují současně. Při uvažování malé hodnoty úhlu smykové trhliny může totiž dojít k nadhodnocení smykové únosnosti průřezu v situaci, kdy průřez vyhoví v kroucení. Je totiž velmi pravděpodobné, že úhel smykové trhliny bude nabývat hodnoty okolo  $40^\circ$ .



Obrázek 7: Smykové trhliny u vybraných vzorků: (shora) A3, B6, C5, D5

## 5. ZÁVĚR

V rámci experimentů byla ověřena celková únosnost v kroucení bez normálové síly i s normálovou silou. Ukázalo se, že výsledná únosnost byla normálovou silou zvýšena o 6-20 %. Dále je zřejmé, že u prvků s menším množstvím podélné výztuže měla normálová síla větší vliv. Únosnosti prvků bez přetížení byly u všech prvků větší, než byla únosnost vypočtená dle aktuálně platných předpisů.

Z hlediska únosnosti průřezu před vznikem trhliny bylo potvrzeno, že přitlak také zvýšil kroutící moment přenesený celistvým průřezem. Přínos přitlaku byl vyšší, než se předpokládalo, což mohlo být způsobeno např. uvažováním stále stejné pevnosti betonu v tahu při víceosé napjatosti.

Sklon smykové trhliny je jedním ze zásadních parametrů při návrhu krouceného průřezu, či průřezu namáhaného smykem. Aktuálně platné předpisy sice umožňují volbu tohoto

úhlu v rozmezí  $22^\circ$ - $45^\circ$ , nicméně v rámci experimentů se ukázalo, že smyková trhlina byla v rozmezí  $35^\circ$ - $45^\circ$ . Při použití sklonu trhliny v dovoleném rozmezí může dojít k výpočtu vyšší únosnosti, z důvodu volby příznivějšího úhlu smykové trhliny.

## PODĚKOVÁNÍ

Výpočty, příprava experimentů a samotné experimenty byly provedeny díky podpoře TAČR projektu CESTI (č. TE01020168).

## Reference

Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví. (2011), *ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*, Praha.

# NÁRAZ SILNIČNÍHO VOZIDLA: OPATŘENÍ PRO SNÍŽENÍ RIZIK, VÝPOČETNÍ METODY A VZOROVÝ PŘÍKLAD

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

V dnešní době rostoucího objemu autodopravy roste také riziko záměrného i nezáměrného poškození staveb vlivem nárazu silničního vozidla, a je tedy nutné se věnovat problematice ochrany budov z hlediska mimořádných zatížení způsobených silničními vozidly. V tomto článku jsou nejprve představeny hrozby související s nárazy silničních vozidel a popsány různé druhy opatření pro snížení rizik nárazu. Mezi nejúčinnější opatření patří snížení rychlosti vozidla při nárazu, a to zejména kontrolovaným přístupem, omezením rychlosti vozidel a použitím překážek mezi pozemní komunikací a budovou. V článku jsou dále představeny různé výpočetní metody pro určení zatížení konstrukčního prvku od nárazu a posouzení zatíženého prvku. V závěru článku je pomocí vzorového příkladu stručně představeno použití zjednodušené metody pro posouzení konstrukce vystavené nárazu silničního vozidla.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Náraz • Hrozba • Opatření • Výpočetní metoda • Vzorový příklad

## ABSTRACT

With current increasing volume of road traffic, the risk of intentional and unintentional damage to buildings due to the impacts of a road vehicles also increases. It is therefore necessary to address the issue of structure resistance in terms of accidental loads caused by road vehicles. In the first part of this paper, the threats associated with road vehicle impacts are presented, and different types of protective measures for reducing the risk of impact are summarized. The most effective protective measure is reducing the impact speed of a vehicle, particularly through access control, speed limits, and use of obstacles between the road and the building. This article also presents various methods for determining the impact load on structural members and methods for designing the structural elements. In the last part of the paper, an illustrative example aimed at the design of a structural member loaded by an impact load from a road vehicle is presented.

## KEYWORDS

Impact • Threat • Protective measure • Design method • Illustrative example

## 1. ÚVOD

V dnešní době rychlého demografického růstu a technologického pokroku se výrazně zvětšuje objem autodopravy (více osobních automobilů, autobusů, kamionů atd.), což výrazně zvyšuje riziko závažných dopravních nehod. S rostoucím demografickým růstem také roste geopolitické napětí, s čímž roste i riziko záměrného poškození staveb s cílem velkých ztrát na životech a majetku. Častými cíli těchto útoků jsou velké prostory s velkým množstvím osob jako například letištní a vlakové haly a další objekty kritické infrastruktury. Vzhledem k tomuto rostoucímu riziku záměrného i nezáměrného poškození staveb je nutné se podrobně věnovat problematice ochrany budov z hlediska mimořádných situací. Tento článek se zabývá mimořádnou situací nárazu silničního vozidla do budovy. Cílem článku je popsat hrozby z hlediska nárazů silničních vozidel, opatření pro snížení pravděpodobnosti a intenzity případného nárazu a metody výpočtu mimořádného zatížení způsobeného nárazem silničního vozidla.

## 2. HROZBY

Ačkoliv můžeme mimořádnou situaci nárazu silničního vozidla do objektu dělit na nezáměrný náraz (autonehoda) a záměrný náraz (teroristický útok), toto dělení nemá téměř žádný vliv na stanovení intenzity útoku, velikosti následků a opatření pro zmírnění rizik. V obou těchto případech řešíme stav, kdy vozidlo ohrožuje chráněné zájmy, mezi které většinou patří zejména

- životy a zdraví osob,
- nosné konstrukce budov,
- hmotný majetek a další cenná aktiva.

Pro ochranu těchto cílů lze aplikovat velké množství různých opatření, která budou rozebrána v další kapitole.

## 3. OPATŘENÍ PRO SNÍŽENÍ RIZIK

Rizika spojená s nárazem silničního vozidla závisí na mnoha faktorech jako jsou rychlost vozidla, hmotnost vozidla, úhel nárazu, typ zasažené konstrukce (např. protinárazová bariéra, plášť budovy, nosná konstrukce budovy) atd. Jedním

---

\* Školitel: Ing. Radek Štefan, Ph.D.



z nejdůležitějších faktorů je rychlost vozidla při nárazu, jelikož se zvyšující rychlostí kvadraticky roste zatížení konstrukce nárazem. Rychlost vozidla je však zároveň jeden z nejsnadněji ovlivnitelných faktorů. Mezi neúčinnější způsoby snížení rizik spojených s nárazem vozidla patří následující opatření (řazená obecně od nejbezpečnějšího a neúčinnějšího):

- kontrolovaný přístup do areálu a dohled nad chráněným prostorem,
- omezení rychlosti projíždějících vozidel,
- použití přirozených překážek pro zamezení přístupu nebo snížení rychlosti vozidla před nárazem,
- použití protinárazových bariér pro zastavení vozidla,
- návrh konstrukce objektu na mimořádné zatížení nárazem.

Vzhledem k tomu, že je téměř nemožné zcela zabránit nárazům v plném rozsahu, cílem ochranných opatření je zejména snížit pravděpodobnost a intenzitu nárazu.

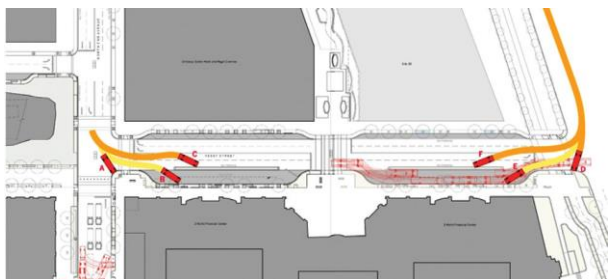
### 3.1. Kontrola přístupu do areálu

Omezením přístupu do chráněného prostoru, k chráněnému objektu nebo k nosným konstrukcím objektu může být eliminováno riziko záměrného nárazu a výrazně sníženo riziko nezáměrného nárazu. Přístup lze omezit použitím kontrolovaných vjezdů (vjezd pomocí čipových karet), vrátnic s obsluhou nebo vstupních bran.

### 3.2. Omezení rychlosti projíždějících vozidel

Jedním z neúčinnějších a nejefektivnějších způsobů snížení rizika nárazu je přirozené snížení rychlosti všech vozidel projíždějících v okolí chráněného prostoru. Výhodou snížení rychlosti je zejména větší ochrana životů a zdraví chodců a menší hodnota zatížení nárazem, na kterou musejí být navrženy případné protinárazové bariéry a konstrukce budovy. Rychlost vozidel lze omezit například pomocí následujících opatření (DHS 2011, FEMA 2003).

- Zakřivení vedení pozemní komunikace tak, aby nebyl umožněn přístup k objektu po dlouhé rovné komunikaci, čímž nebude vozidlu umožněno dosáhnout vysoké rychlosti před nárazem
- Umístění chráněného prostoru ve vztahu k pozemní komunikaci tak, aby k případnému nárazu došlo pod co nejmenším úhlem – viz Obrázek 1.
- Použití zpomalovacích prahů, zvýšených přechodů pro chodce, kruhových objezdů a dalších konstrukcí na pozemní komunikaci pro omezení nepřerušované přímé jízdy.

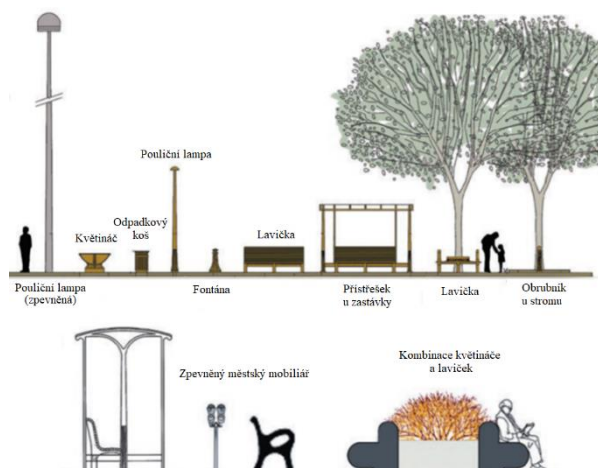


Obrázek 1: Analýza rizika nárazu vozidla z hlediska rychlosti vozidla a přístupových cest (převzato z (DHS 2011)).

### 3.3. Přirozené překážky

Další opatření vhodná pro snížení rizika nárazu spočívají ve vytvoření přirozených překážek mezi pozemní komunikací a chráněným prostorem. Tyto překážky mohou sloužit buď k úplnému zamezení přístupu vozidlem k objektu nebo k snížení rychlosti vozidla před nárazem. Tato opatření jsou jedna z nejpoužívanější díky tomu, že mají relativně nízké náklady na pořízení, jsou použitelné ve většině případů a často plní i další funkce – viz Obrázek 2. Mezi tato opatření patří dle (FEMA 2007) zejména

- zvýšené obrubníky a zemní násypy pro zamezení možnosti vybočení z pozemní komunikace,
- výkopy, příkopy a ha-ha příkopy,
- vodní překážky,
- plochy pokryté hustou vegetací,
- stromy a zpevněné osvětlení,
- ploty a zdi,
- sochy, pomníky, fontány, betonové květináče, městský mobiliář a další těžké dekorativní předměty.



Obrázek 2: Příklad využití přirozených překážek (převzato z (FEMA 2003)).

### 3.4. Protinárazové bariéry

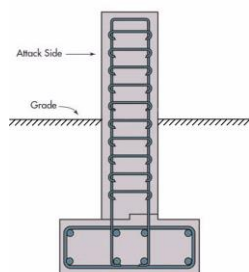
V případech, kdy nelze použít výše uvedená opatření (např. z důvodu omezeného prostoru) nebo tato opatření nesnižují riziko nárazu na dostatečně nízkou úroveň, je možné využít prvky speciálně určené pouze pro ochranu proti nárazu – tj. protinárazové bariéry. Protinárazové bariéry slouží k tomu, aby vozidlo narazilo právě do nich, a nikoliv do chodců nebo chráněného objektu. Protinárazové bariéry musí být účinné ve své úloze bránit přístupu k chráněnému objektu, zároveň by však měly splňovat architektonické požadavky tak, aby nebyla nepřiměřeně narušena estetika prostoru, pohyb chodců a vozidel apod. Protinárazové bariéry se většinou navrhuje u nejdůležitějších prostorů a budov, a většinou se navrhuje tak, aby zcela zastavily jedoucí vozidlo o předepsané rychlosti. Konstrukční řešení bariéry se tedy odvíjí od předpokládané intenzity nárazu a požadované ochrany objektu. Protinárazové

bariéry se dělí na fixní (pasivní) bariéry a pohyblivé (aktivní bariéry) (FEMA 2003).

#### 3.4.1. Pasivní bariéry

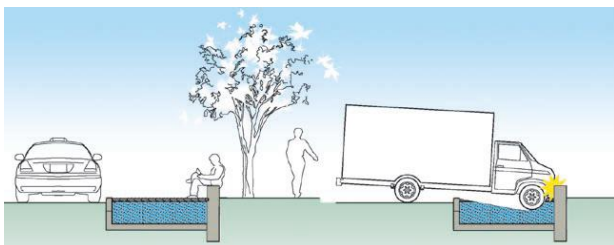
Pasivní bariéry jsou pevně instalovány na daných místech a neumožňují vjezd vozidla. Slouží tedy k zabránění vjezdu do chráněné oblasti. Mezi nejčastěji používané pasivní bariéry patří dle (DHS 2011)

- pevné patníky (Fixed Bollards),
- betonové zábrany (Jersey Barriers),
- zapuštěné zídky (Knee Walls).



Obrázek 3: Pasivní bariéry – fixní patníky (vlevo) a zapuštěná zídka (vpravo) (převzato z (FEMA 2007)).

Novým moderním typem pasivní bariéry je takzvaná Tiger-Trap bariéra. Výhodou této bariéry je to, že je vysoce efektivní a zároveň nenarušuje veřejný prostor. Tato bariéra je v zásadě velký otvor v zemi, který je zakryt prvkem s dostatečnou únosností při působení účinků zatížení od chodců, ale nedostatečnou únosností při působení účinků zatížení od dopravy. V případě vjezdu vozidla nad tuto bariéru se vozidlo propadne a zastaví o podzemní zeď. Nevýhodou této bariéry je vysoké riziko pro vozidla složek integrovaného záchranného systému.



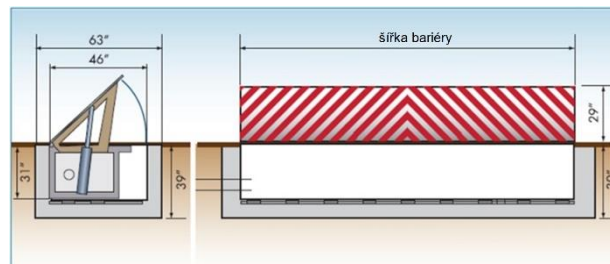
Obrázek 4: TigerTrap bariéra (převzato z (FEMA 2007)).

#### 3.4.1. Aktivní bariéry

Aktivní bariéry jsou bariéry, které mohou být ovládnuty tak, aby buď umožnily vjezd nebo zamezily vjezdu vozidla do chráněného prostoru, a využívají se většinou v místech kontrolovaného vjezdu do chráněného prostoru. Aktivní bariéry jsou mechanická zařízení doprovázena vhodným značením, světelnými signály, vrátnicemi a bezpečnostními

pracovníky. Mezi nejčastěji používané aktivní bariéry patří dle (FEMA 2007)

- výsuvné patníky (Retractable Bollards),
- zvedací klínové bariéry (Rising Wedge Barriers),
- otočné klínové bariéry (Rotating Wedge Barriers),
- padací závory (Drop Arm Crash Beams),
- posuvné brány (Crash Gates),
- povrchově montované klínové bariéry (Surface-mounted Wedge Barriers).



Obrázek 5: Otočná klínová bariéra (převzato z (FEMA 2007)).

## 4. VÝPOČET ZATÍŽENÍ A POSOUZENÍ KONSTRUKCE

Navržením vhodných ochranných opatření lze výrazně snížit riziko vjezdu vozidla do chráněného prostoru a nárazu vozidla do objektu. V případech, kdy však není možné zcela eliminovat riziko nárazu, je nutné konstrukci navrhnout a posoudit s ohledem na riziko nárazu. Riziko nárazu závisí na předpokládané pravděpodobnosti nárazu, důležitosti objektu a intenzitě nárazu. Intenzita nárazu závisí zejména na hmotnosti vozidla, rychlosti vozidla před nárazem a deformačních vlastnostech vozidla a konstrukce (ČSN EN 1991-1-7). Intenzita rovněž závisí na úhlu nárazu, konstrukci vozidla a pohybu vozidla po nárazu. Intenzita nárazu pak udává velikost uvažovaného mimořádného zatížení nárazem.

Norma ČSN EN 1991-1-7 uvádí, že zatížení od nárazu se musí stanovit pro všechny stavby, ve kterých jsou povolena vozidla, a stavby v blízkosti pozemních komunikací. Norma dále dělí důležitosti objektů do tříd CC1 až CC3, kde

- CC1 – nevyžadují žádná zvláštní opatření,
- CC2 – musí být navrženy na účinky nárazu a lze použít zjednodušený výpočet pomocí metody staticky ekvivalentních sil.
- CC3 – musí být navrženy na účinky nárazu a je nutné použít zdokonalené metody (např. dynamická analýza a konečně-prvkové nelineární metody).

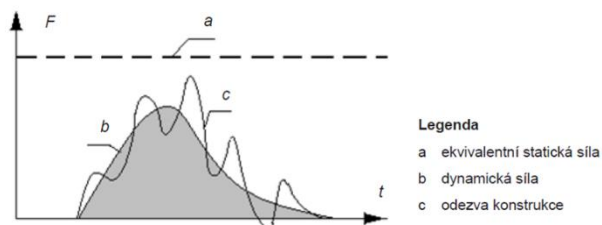
Pro návrh a posouzení konstrukce je většinou používán jeden ze tří základních postupů blíže popsanych níže v závislosti na důležitosti objektu a požadovaném stupni ochrany objektu.

#### 4.1. Metoda ekvivalentních sil

Nejjednodušším přístupem k návrhu a posouzení konstrukce z hlediska nárazu je metoda ekvivalentních sil (DHS 2011, ČSN EN 1991-1-7, ČSN P 14383), kde je náraz vozidla převeden na statické zatížení vyvolávající ekvivalentní účinky v konstrukci (viz Obrázek 6) a účinky statického zatížení jsou porovnány s maximální únosností prvku (např. s maximálním

ohybový momentem) nebo s maximální dovolenou deformací prvku (ČSN EN 1991-1-7).

Tato metoda nebere v úvahu množství rozptýlené energie při nárazu vozidla, což často vede k návrhu zbytečně masivních konstrukcí.



Obrázek 6: Vztah mezi dynamickou silou a ekvivalentní statickou silou od nárazu (převzato z ČSN EN 1991-1-7).

Norma ČSN EN 1991-1-7 uvádí Tabulku 1 pro určení ekvivalentních sil od nárazu vozidel do důležitých nosných konstrukcí v závislosti na typu pozemní komunikace. Norma uvádí ekvivalentní sílu ve směru jízdy a sílu ve směru kolmém na směr jízdy s tím, že účinek těchto sil se má uvažovat zvlášť (a nikoliv současně).

Tabulka 1: Návrhové hodnoty staticky ekvivalentních sil.

Kategorie pozemní komunikace	Síla $F_{0x}$ <sup>a)</sup> [kN]	Síla $F_{0y}$ <sup>a)</sup> [kN]
Dálnice a hlavní silnice	1 000	500
Ostatní silnice	750	375
Místní komunikace	500	250
Uzavřené plochy a budovy s hromadnými garážemi s přístupem:		
– osobních vozidel	50	25
– těžkých vozidel <sup>b)</sup>	150	75

<sup>a)</sup>  $x$  = směr jízdy,  $y$  = kolmo na směr jízdy.  
<sup>b)</sup> Termín „těžké vozidlo“ se vztahuje k vozidlům o celkové maximální hmotnosti větší než 3,5 tuny.

Při vyšetřování nárazu na konstrukci se má uvažovat, že ekvivalentní síla působí na ploše

- pro těžká vozidla:  $0.5 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}$  ( $h \times b$ ) ve výšce 0.5 m až 1.5 m,
- pro osobní vozidla:  $0.25 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}$  ( $h \times b$ ) ve výšce 0.5 m.

Norma ČSN P CEN/TR 14383-8 uvádí přímo vztahy a tabulky pro výpočet kinetických energií uvolněných při nárazech vozidel a odpovídající statické zatížení. Z daných vztahů a tabulek lze odvodit vztah pro výpočet ekvivalentní statické síly při nárazu vozidla o konstantní rychlosti

$$F = \frac{m}{4} v_r^2 \quad (4.1)$$

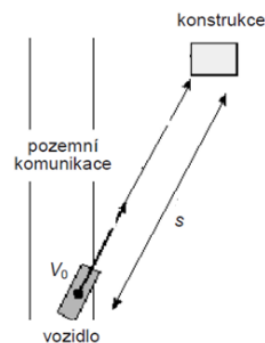
kde  $F$  je ekvivalentní statické zatížení v kN,  
 $m$  je hmotnost vozidla v kg,  
 $v_r$  je rychlost vozidla při nárazu v m/s.

Norma ČSN EN 1991-1-7 udává pro výpočet rychlosti vozidla při nárazu vztah

$$v_r = \sqrt{v_0^2 - 2as} \quad (4.2)$$

kde  $v_0$  je rychlost vozidla při opuštění jízdního pruhu,  
 $a$  je průměrné zpomalení vozidla po opuštění jízdního pruhu,  
 $s$  je vzdálenost mezi místem, kde vozidlo opustilo jízdní pruh, a zasaženou konstrukcí – viz Obrázek 7.

Norma ČSN EN 1991-1-7 dále udává, že pro správné zohlednění uvážení možných statických tažných a tlačných sil musí být konstrukce navrženy na rychlost při nárazu minimálně 20 km/h.



Obrázek 7: Grafické znázornění vztahu mezi vozidlem, pozemní komunikací a řešenou budovou (převzato z ČSN EN 1991-1-7).

## 4.2. Energetické metody

Energetické metody jsou obecně složitější, podrobnější a méně konzervativní než metoda ekvivalentních sil. Tyto metody berou v potaz rozptýlení energie vlivem elastické a plastické deformace konstrukce. Výsledky však stále mohou být konzervativní, jelikož tyto metody většinou neberou v potaz deformaci samotného vozidla (DHS 2011).

### 4.2.1. Dynamická analýza

Dynamická analýza je nejvíce používanou energetickou metodou pro posouzení nárazu.

Podle normy ČSN EN 1991-1-7 je dynamickou analýzu třeba provést v případech, kdy se očekává, že nárazové síly způsobené různými typy těžkých vozidel mohou vyvolat významnou odezvu konstrukce. Při výpočtech je možné předpokládat že narážející těleso pohltí všechnu energii (tvrdý náraz), což vede ke konzervativním výsledkům (ČSN EN 1991-1-7).

Pro tvrdý náraz lze dynamickou nárazovou sílu dle ČSN EN 1991-1-7 stanovit pomocí vztahu

$$F_d = v_r \sqrt{km} \quad (4.3)$$

kde  $v_r$  je rychlost vozidla při nárazu dle (4.2),

$k$  je ekvivalentní tuhost vozidla,

$m$  je hmotnost narážejícího vozidla.

Dynamickou nárazovou sílu lze dle ČSN EN 1991-1-7 rovněž stanovit pomocí vztahu

$$F = F_0 \sqrt{v_0^2 - 2as} \quad (4.4)$$

kde  $F_0$  je základní dynamická nárazová síla – viz Tabulka 2,

$v_0$ ,  $a$ ,  $s$  jsou uvedené výše.

Norma ČSN EN 1991-1-7 uvádí tabulku s doporučenými hodnotami pro výpočet dynamické nárazové síly (viz Tabulka 2) s tím, že lze použít odlišné hodnoty, jsou-li k dispozici přesnější informace.

Tabulka 2: Návrhové hodnoty pro výpočet dynamické síly.

Kategorie pozemní komunikace	Hmotnost $m$ [kg]	Rychlost $v_0$ [km/h]	Zpomalení $a$ [m/s <sup>2</sup> ]	Nárazová síla založená na (C.1), kde $v_r = v_0$ $F_0$ [kN]	Vzdálenost $d_0^{8)}$ [m]
Dálnice	30 000	90	3	2 400	20
Silnice v městských oblastech <sup>9)</sup>	30 000	50	3	1 300	10
Uzavřené plochy pro:					
– osobní vozidla	1 500	20	3	120	2
– těžká vozidla	30 000	15	3	500	2
Hromadné garáže					
– pouze osobní vozidla	1 500	10	3	60	1

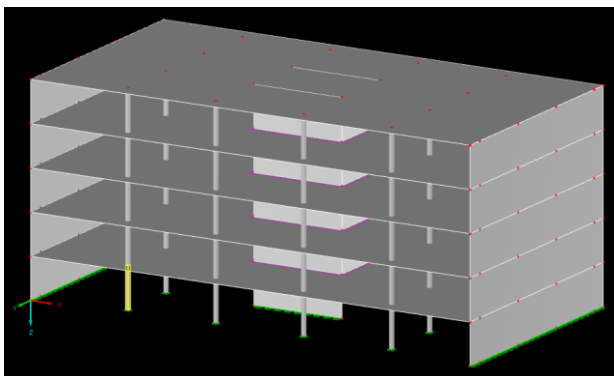
<sup>8)</sup> Hodnota  $d_0$  může být násobena 0,6 pro sklon svahu vzhůru, resp. 1,6 pro sklon svahu dolů (viz obrázek C.2).  
<sup>9)</sup> Pozemní komunikace s omezenou rychlostí na 50 km/h.

### 4.3. Nelineární MKP

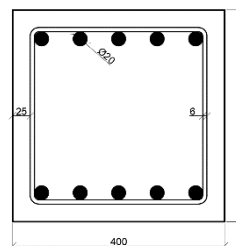
Pokročilé konečně-prvkové nelineární metody jsou jako jediné schopny dostatečně přesně popsat skutečné chování konstrukce při nárazu vozidla. Pomocí těchto metod lze přesně uvážit jak vlastnosti celého konstrukčního systému, tak rozptýlení energie vlivem deformace konstrukce i vozidla. Metody rovněž umožňují uvážit skutečnou rychlost vozidla, úhel nárazu, rozměry a hmotnost vozidla a další. Vzhledem ke komplexnosti výpočtů je však nutné použít modely validovat pomocí experimentálních zkoušek. Náklady spojené s použitím těchto metod jsou výrazně vyšší než v případě použití výše uvedených jednodušších metod. Výhodou této pokročilé metody je však to, že výsledky mnohem lépe odpovídají skutečnosti a návrh často vede k ekonomičtějším řešením (DHS 2011).

### 5. VZOROVÝ PŘÍKLAD

V rámci vzorového příkladu je posuzován sloup v INP konstrukce vícepodlažní budovy na účinky nárazu vozidla – viz Obrázek 8. Budova je zařazena do třídy důležitosti CC2. Navržený železobetonový sloup má průřezové rozměry 400 mm × 400 mm, je vyztužen pruty 10 × ø20 mm (5 × ø20 mm u každého povrchu) a je tvořen betonem C30/37 – viz Obr. 9. Výška sloupu je 4.5 m. Sloup je umístěn ve vzdálenosti  $s = 25$  m od místní pozemní komunikace s rychlostí omezenou na 50 km/h.



Obrázek 8: Axinometrický pohled na model budovy.



Obrázek 9: Průřez sloupu.

Dle Tabulky 2 je pro danou situaci vhodné uvažovat návrhové hodnoty:

- hmotnost vozidla  $m = 30\,000$  kg,
- rychlost vozidla  $v_0 = 50$  km/h = 13.89 m/s,
- zpomalení  $a = 3$  m/s<sup>2</sup>.

Pomocí vzahu (4.2) můžeme stanovit rychlost vozidla při nárazu

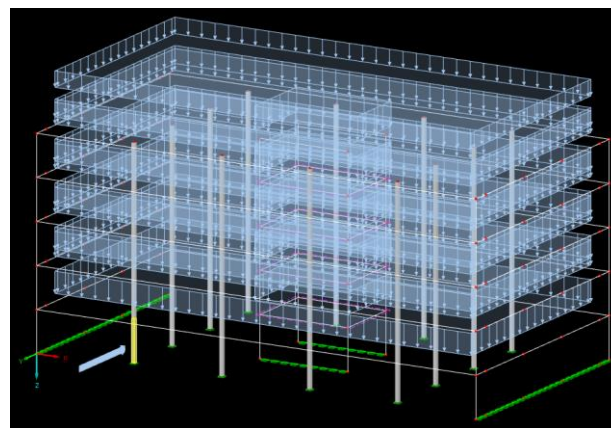
$$v_r = \sqrt{v_0^2 - 2as} = \sqrt{13.89^2 - 2 \cdot 3 \cdot 25} = 6.55 \text{ m/s.}$$

Ekvivalentní statickou sílu při nárazu vozidla o konstantní rychlosti pak stanovíme jako

$$F = \frac{m}{4} v_r^2 = \frac{30\,000}{4} 6.55^2 = 321.8 \text{ kN.}$$

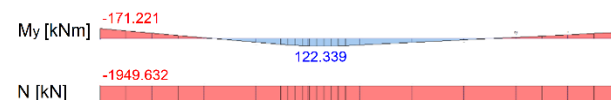
Pro vyšetřování účinků nárazu na konstrukci uvažujeme dle ČSN EN 1991-1-7, že síla působí na sloup na ploše 0.5 m × 0.3 m ( $h \times b$ ) ve výšce 1.5 m.

Sloup dané konstrukce je tedy kromě svislého zatížení od horní konstrukce zatížen také vodorovnou ekvivalentní silou od nárazu vozidla – viz Obrázek 10.



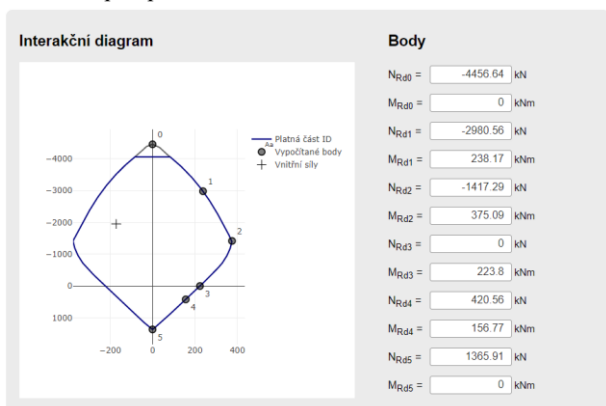
Obrázek 10: Zatížení sloupu svislým zatížením a zatížením od nárazu.

Pro zadanou konstrukci a zadané zatížení jsou vypočítány vnitřní síly pomocí programu DLUBAL RFEM – viz Obrázek 9.

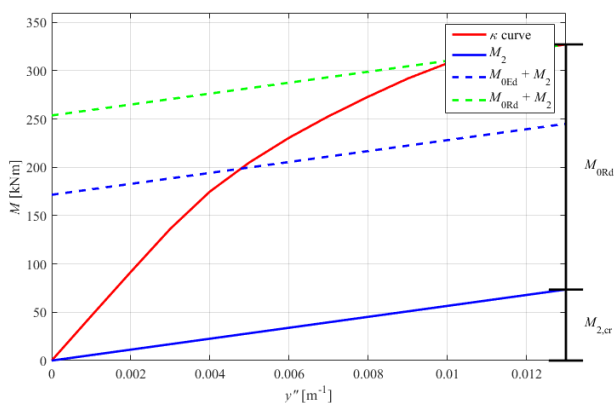


Obrázek 11: Ohybový moment a normálová síla ve sloupu při nárazu vozidla (pata sloupu je vlevo).

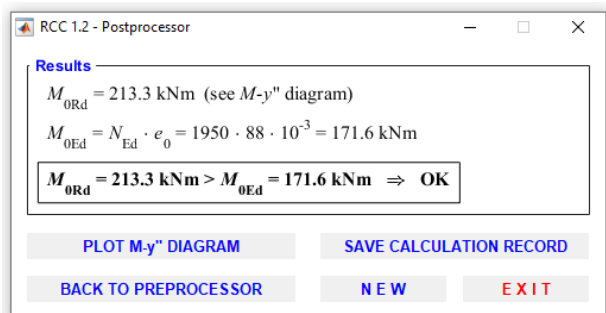
Zadaný sloup je posouzen na účinky první řádu pomocí interakčního diagramu průřezu – viz Obrázek 12. Pro největší vypočtené hodnoty vnitřních sil ( $N_{Ed} = -1950$  kN a  $M_{Ed} = -171$  kNm) sloup vyhovuje. Zadaný sloup je dále posouzen na účinky první a druhého řádu pomocí metody založené na jemnovité křivosti dle (EC2-1-1 2006) – viz Obrázek 13 a 14. Pro největší vypočtené hodnoty vnitřních sil prvního řádu ( $N_{Ed} = -1950$  kN a  $M_{Ed} = -171$  kNm) sloup vyhovuje. Lze tedy předpokládat, že sloup zadané konstrukce vyhovuje z hlediska předpokládaného rizika nárazu vozidla.



Obrázek 12: Interakční diagram zadaného průřezu s vynesím působících vnitřních sil.



Obrázek 13: Graf moment-křivost zadaného průřezu včetně vyznačení účinků momentu prvního a druhého řádu (graf vytvořen v programu RCC 1.2).



Obrázek 14: Posouzení průřezu na účinky momentů prvního a druhého řádu pomocí programu RCC 1.2.

## 6. ZÁVĚR

V tomto článku byly prezentovány výsledky studie zaměřené na nárazy silničních vozidel do nosných konstrukcí budov. V rámci tohoto článku byly nejprve představeny hrozby související s nárazy silničních vozidel. Dále byly popsány různé druhy opatření pro snížení rizika nárazu. Mezi nejúčinnější opatření patří snížení rychlosti vozidla při nárazu, a to zejména kontrolovaným přístupem, omezením rychlosti vozidel a použitím překážek mezi pozemní komunikací a budovou. Dále byly představeny různé výpočetní metody pro určení zatížení od nárazu a posouzení konstrukce vystavené nárazu. V závěru článku bylo pomocí vzorového příkladu stručně představeno použití zjednodušené metody pro posouzení konstrukčního prvku konstrukce vystavené nárazu.

## PODĚKOVÁNÍ

Tato práce byla podpořena grantem Studentské grantové soutěže ČVUT č. SGS21/040/OHK1/1T/11.

## Reference

- Department of Home Land Security (2011), Buildings and Infrastructure Protection Series: Reference Manual to Mitigate Potential Terrorist Attacks Against Buildings, FEMA-426/BIPS-06.
- Federal Emergency Management Agency (2003), Risk Management Series: Primer for Design of Commercial Buildings to Mitigate Terrorist Attacks, FEMA-427.
- Federal Emergency Management Agency (2007), Risk Management Series: Site and Urban Design for Security Guidance Against Potential Terrorist Attacks, FEMA-430.
- ČSN EN 1991-1-7 (2007), Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-7: Obecná zatížení - Mimořádná zatížení, ČNI.
- ČSN P CEN/TR 14383-8 (2011), Prevence kriminality - Plánování městské výstavby a navrhování budov - Část 8: Ochrana budov a prostorů před kriminálními útoky páchanými pomocí vozidel, ČNI.
- ČSN EN 1992-1-1 (2020), Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, ÚNMZ.

# EMISE CO<sub>2</sub> Z VÝROBY ŽELEZOBETONOVÝCH PRVKŮ – CITLIVOSTNÍ ANALÝZA

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 výpočtem množství emisí oxidu uhličitého CO<sub>2</sub> z výroby železobetonových konstrukčních prvků, protože toto hledisko se v současné době stává stále důležitějším. Tyto výpočty jsou založeny na využití dat z různých databází měrných emisí materiálů, které jsou při výrobě konstrukčních prvků použity. Databází existuje větší množství a údaje, které poskytují, se často poněkud liší. Cílem této práce je porovnat údaje z různých existujících databází, ověřit vliv zdroje a stáří použitých dat na výsledek a vybrat ta data, jejichž odchylka má na výsledek nejvýraznější vliv. Tato citlivostní analýza je základem pro tvorbu metodiky posuzování železobetonových konstrukcí z hlediska produkce emisí oxidu uhličitého.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Emise CO<sub>2</sub> • Environmentální vlivy • Citlivostní analýza • Železobetonové konstrukce

## ABSTRACT

The paper deals with the calculation of carbon dioxide (CO<sub>2</sub>) emissions from production of reinforced concrete structural elements. Nowadays, environmental aspects are becoming increasingly important. These calculations are based on the use of various material databases to obtain specific emissions of materials used for the structural elements production. There are plenty of databases and the specific emissions obtained for a particular material often differ depending on the database. The aim of this work is to compare data from various existing databases, verify the effect of the source and age of these data on the result and select materials whose specific emissions have the most significant effect on the result. This sensitivity analysis is the first step in the development of a methodology of evaluation of reinforced concrete structures in terms of carbon dioxide emissions.

## KEYWORDS

CO<sub>2</sub> emissions • Environmental impacts • Sensitivity analysis • Reinforced concrete structures

## 1. ÚVOD

V posledních letech se otázka vlivu výstavby na životní prostředí stává stále významnější. Největší důraz je obvykle kladen na produkci emisí oxidu uhličitého CO<sub>2</sub>. Oxid uhličitý je nejvýznamnějším skleníkovým plynem a zásadní měrou se podílí na globálním oteplování a změně klimatu. Zvyšování teploty na Zemi je obecně vnímáno jako stále větší hrozba, protože v důsledku tání ledovců a zvyšování hladin oceánů může postupně dojít k zaplavení mnoha hustě osídlených území. Proto se už několik let stupňují snahy jednotlivých zemí snižovat produkci skleníkových plynů, zejména oxidu uhličitého. Tato tendence se nevyhýbá ani stavebnímu průmyslu, i zde je patrná snaha firem snižovat emise z výstavby a provozu stavebních konstrukcí.

Co se týče metodiky pro posuzování emisí CO<sub>2</sub> vyprodukovaných v souvislosti se stavební činností, ve většině států žádné podrobnější postupy pro výpočet nejsou definovány. Některé státy mají k dispozici databázi, která obsahuje měrné emise CO<sub>2</sub> pro stavební materiály. Taková databáze je k dispozici i v ČR (Envimat) a v mnoha dalších zemích (Německo – Ökobaudat, Francie – CSTB, Norsko – EPD Norge, Dánsko – EPD Danmark). Dále existují mezinárodní databáze (Environdec, Ecoinvent). Údaje v těchto databázích však často nejsou ověřovány žádnou další institucí a obvykle také chybí informace o tom, jak byly konkrétní hodnoty získány a jak jsou tyto údaje staré. Další problém představuje skutečnost, že databáze obvykle neobsahuje všechny údaje potřebné pro výpočet produkce emisí CO<sub>2</sub> z výstavby určité konstrukce. Obvykle například databáze obsahují údaje pouze pro některé druhy cementu (nebo dokonce pouze průměrný údaj pro všechny druhy cementu) nebo zde chybí údaje pro přísady do betonu (např. superplastifikátory). To potom při výpočtu často vede k nutnosti kombinace více databází z různých zemí. Tento postup není z hlediska použitelnosti výsledku zcela optimální, protože měrné emise pro jednotlivé materiály jsou více či méně závislé na lokálních podmínkách, především na zdrojích energie v dané zemi. Použití údajů pocházejících z lokality, kde jsou využívány značně odlišné zdroje energie (například země s velkým podílem vodních elektráren), může vést ke zkreslení výsledku. Závislost měrných emisí materiálů na způsobu výpočtu, lokalitě a jejich zdrojích energie ilustrují

\* Školitel: prof. Ing. Alena Kohoutková, CSc., FEng.

rozdíly v údajích z různých databází pro jeden materiál (Tabulka 1).

Pro praktické výpočty je zásadní určit, které materiály mají na celkové množství emisí z výroby konstrukce nejvýznamnější vliv a jak se změní výsledek v případě, že budou pro tyto materiály uvažovány údaje z jiné databáze, případně údaje několik let staré. Také je třeba ověřit, jaký vliv na výsledek má uvažovaný druh cementu, protože mnoho druhů v databázích měrných emisí materiálů chybí. Toto ověření má význam i vzhledem k tomu, že mnoho databází uvádí pro cement průměrnou hodnotu. Pokud by druh cementu měl na výsledek výrazný vliv, nemá použití průměrné hodnoty pro výpočet praktický smysl.

Tabulka 1: Měrné emise materiálů dle různých databází.

Materiál	Databáze			
	Envimat	Ökobaudat	Environdec	EPD Norge
Cement CEM I	0.822	-	0.860	0.726
Cement CEM II/B-M	0.705	0.720	0.599	0.582
Cement CEM II/A	0.455	0.378	-	0.430
Ocel	1.482	0.683	0.779	0.577
Štěrka	4.398E-03	2.854E-03	3.840E-03	2.750E-03
Písek	2.406E-03	2.854E-03	2.260E-03	2.340E-03

## 2. POSTUP ANALÝZY

Při porovnání údajů o měrných emisích z několika databází byly zjištěny poměrně velké rozdíly. Proto byly tyto hodnoty porovnány ještě s údaji od výrobců, pokud jsou k dispozici. Údaje pro cement byly zjištěny z výroční zprávy Svazu výrobců cementu ČR pro rok 2019 (Svaz výrobců cementu ČR 2019). Data pro rok 2020 ještě nejsou plně zpracovaná, tudíž kompletní zpráva pro tento rok zatím není k dispozici. Výroční zpráva uvádí celkovou produkci cementu, celkovou produkci slínku a celkové množství emisí CO<sub>2</sub>, které vznikly při jeho výrobě. Toto množství zahrnuje emise uvolněné při přípravě surovinové moučky, výpalu slínku, mletí slínku a balení cementu. Nejsou zde zahrnuty emise vyprodukované při těžbě a dopravě surovin, ale toto množství emisí je vzhledem k celkovému množství emisí zanedbatelné. Z hlediska produkce emisí CO<sub>2</sub> je nejvýznamnější fází výroby výpal slínku, zanedbatelný vliv má potom ještě příprava surovinové moučky a mletí slínku (Výzkumný ústav maltovin Praha, 2015). Z údajů uvedených ve výroční zprávě byly spočteny měrné emise CO<sub>2</sub> pro jednotkové množství cementu a pro jednotkové množství slínku.

Emise vznikající při výrobě jednotkového množství slínku byly dále použity pro výpočet měrných emisí jednotlivých druhů cementu. Tento výpočet vycházel z definovaného složení jednotlivých druhů cementu (Výzkumný ústav maltovin Praha, 2015). Základem byl vždy obsah slínku, protože podíl ostatních složek na produkci emisí CO<sub>2</sub> byl oproti slínku velmi malý. Pro druhotné suroviny, jako

je popílek, struska nebo mikrosilika, byly uvažovány pouze emise související s jejich případným mletím. Tyto emise byly spočteny na základě přibližné spotřeby energie (Dvořák et al. 2017). Podobné hodnoty pro spotřebu energie při mletí surovin byly uvedeny i v jiných zdrojích, proto tento údaj nebyl blíže analyzován. Spotřeba energie byla potom přepočtena na produkci emisí CO<sub>2</sub> na základě emisního faktoru pro elektřinu (Ministerstvo průmyslu a obchodu, 2021). Sečtením měrných emisí pro jednotlivé složky cementu byla získána hodnota měrných emisí pro daný druh cementu.

Měrné emise pro ocel byly stanoveny dle výroční zprávy pro udržitelný rozvoj ocelárny ArcelorMittal Ostrava. Použita byla data z roku 2018, protože novější nejsou k dispozici. Dle starších výročních zpráv se však v řádu jednotek let měrné emise příliš neměnily, proto lze data považovat za aktuální.

Pro ověření vlivu různých faktorů výpočtu na výsledek byly uvažovány tři železobetonové konstrukční prvky – deska, trám a sloup. Parametry těchto prvků jsou uvedeny v Tabulce 2 a uvažované složení betonu v Tabulce 3.

Tabulka 2: Parametry uvažovaných konstrukčních prvků.

	Rozměry	Vyztužení	Stupeň vyztužení
Deska	150 x 1000 mm	Ø 8 mm po 150 mm	0.223 %
Trám	600 x 300 mm	4 x Ø 25 mm + 2 x Ø 12 mm	1.216 %
Sloup	300 x 300 mm	4 x Ø 14 mm	0.684 %

Tabulka 3: Složení uvažovaného betonu

Složení betonu	
Cement	380 kg/m <sup>3</sup>
Voda	190 kg/m <sup>3</sup>
Písek	705 kg/m <sup>3</sup>
Štěrka	1100 kg/m <sup>3</sup>
Superplastifikátor	2 kg/m <sup>3</sup>

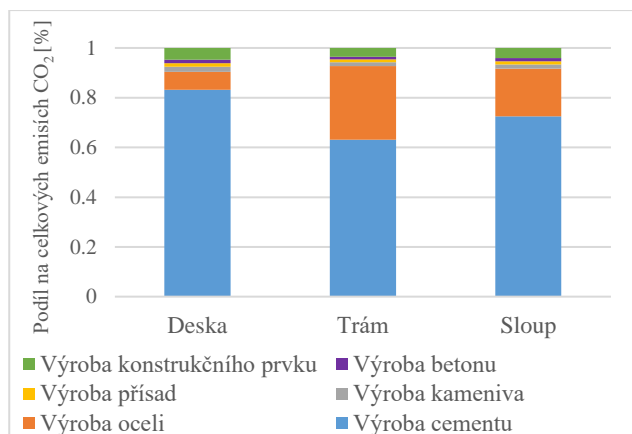
Pro nosné prvky byly záměrně zvoleny odlišné stupně vyztužení, aby bylo možno přibližně identifikovat, kdy hraje vliv oceli na celkové emise CO<sub>2</sub> významnou roli. Pro tyto konstrukce byly postupně počítány celkové emise CO<sub>2</sub> vyprodukované při jejich výrobě. Nejprve bylo spočteno, jak se na celkových emisích z výroby konstrukčního prvku podílí výroba jednotlivých materiálů a výroba samotné konstrukce (výroba monolitického betonu a doprava betonu a vyztuže do bednění). V tomto výpočtu byly uvažovány měrné emise pro beton a ocel z údajů převzatých od výrobce, pro kamenivo byla uvažována data z české databáze (Envimat), pro superplastifikátor údaje z mezinárodní databáze Environdec a pro stavební procesy údaje z německé databáze (Ökobaudat). Data o měrných emisích přísad do betonu, stejně jako data o emisích ze stavebních procesů, obecně nejsou moc dobře dostupná. Z hlediska celkového množství emisí CO<sub>2</sub> vyprodukovaného při výrobě konstrukce však patří k těm

méně významným položkám. Tato skutečnost tedy z praktického hlediska nepředstavuje velký problém.

Následně bylo ověřováno, jak se změní výsledky v případě uvažování různých druhů cementu, různě starých dat pro měrné emise z výroby cementu a dat pocházejících z různých databází (pro měrné emise cementu, oceli a kameniva). Na základě těchto výpočtů bylo předběžně stanoveno, jaké údaje budou muset být podrobněji ověřené pro tvorbu metodiky pro hodnocení konstrukcí z hlediska emisí oxidu uhličitého.

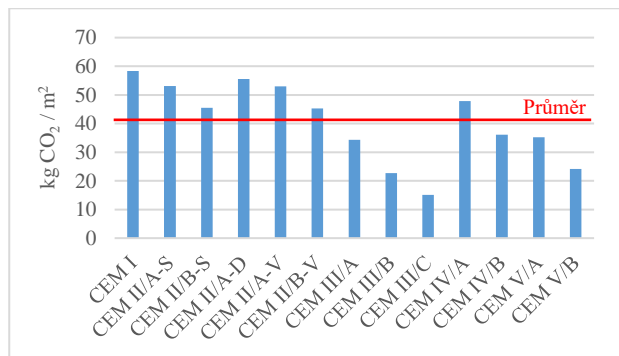
### 3. VÝSLEDKY

Jak se dalo očekávat, největší vliv na celkové množství emisí oxidu uhličitého má výroba cementu. Poměrně velký vliv má však také výroba oceli, zvláště u konstrukčních prvků s větším stupněm vyztužení (v tomto případě trám). Procentuální podíl jednotlivých položek na celkovém množství emisí z výroby uvažovaných konstrukčních prvků je znázorněn na Obrázku 1.



Obrázek 1: Podíl jednotlivých fází výroby na celkovém množství emisí z výroby konstrukčních prvků

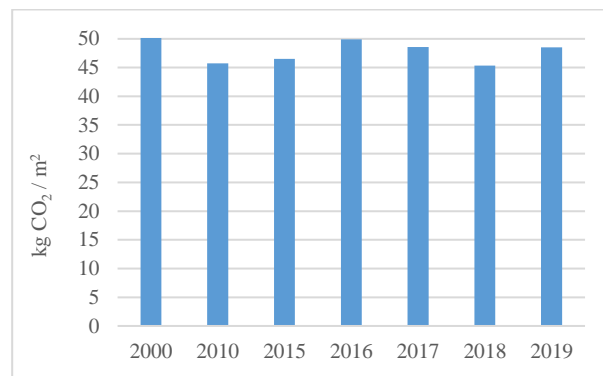
Protože výroba cementu má na výsledné množství vyprodukovaných emisí největší vliv, byly údaje o měrných emisích tohoto materiálu analyzovány podrobněji. V grafu na Obrázku 2 je znázorněno porovnání celkových emisí CO<sub>2</sub> vyprodukovaných při výrobě 1 m<sup>2</sup> desky při uvažování různých druhů cementu. Je zřejmé, že druh cementu má na celkovou produkci emisí značný vliv.



Obrázek 2: Závislost množství emisí CO<sub>2</sub> na druhu cementu

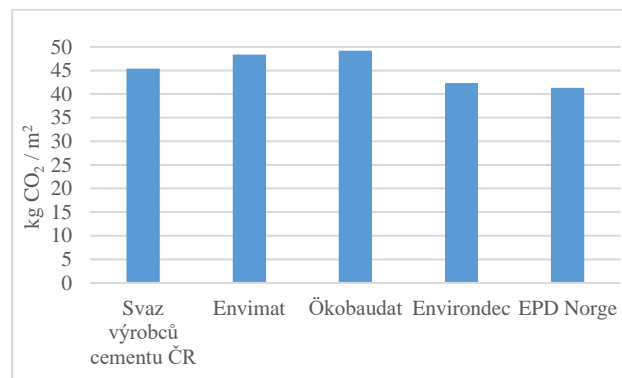
Použití průměrné hodnoty měrných emisí pro cement z libovolné databáze tedy nelze pro výpočet celkových emisí CO<sub>2</sub> doporučit, pokud je možno použít přesnější hodnotu. Měrné emise pro cement jsou totiž výrazně závislé na obsahu slínku, protože emise vzniklé při výrobě ostatních složek jsou oproti emisím vznikajícím při výrobě slínku prakticky zanedbatelné. Pokud by tedy pro beton s portlandským cementem byla použita průměrná hodnota měrných emisí pro cement, došlo by k podhodnocení celkových emisí vyprodukovaných při výrobě konstrukce.

Určitý vliv na výsledek má také stáří dat, která byla pro výpočet použita. Tuto závislost ilustruje Obrázek 3. Opět je zde porovnáváno množství emisí vyprodukovaných při výrobě 1 m<sup>2</sup> desky. Vliv stáří dat, ze kterých výpočet vycházel, není příliš výrazný. Ovlivnění výsledku se pohybuje v menších jednotkách procent, průměrně kolem cca 2 %. Použití několik let starých dat tedy nepředstavuje pro přesnost výsledku problém. Vzhledem ke kolísání měrných emisí z výroby cementu v průběhu let by zřejmě bylo vhodné uvažovat například průměrnou hodnotu z posledních 5 let.



Obrázek 3: Závislost množství emisí CO<sub>2</sub> na stáří použitých dat pro cement

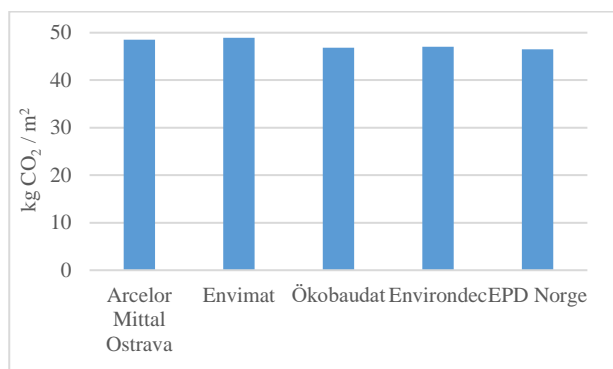
Obrázek 4 znázorňuje, jak výsledek ovlivní uvažování údajů pro měrné emise cementu z různých databází. Opět byly porovnávány výsledky pro 1 m<sup>2</sup> desky. Uvažován byl cement CEM II/B-M, protože pro tento druh cementu byly k dispozici údaje ve všech zkoumaných databázích. Zdroj dat má na výsledek větší vliv než jejich stáří. Rozdíl ve výsledku při uvažování údajů z jiné databáze se pohybuje cca mezi 6 a 9 %.



Obrázek 4: Závislost množství emisí CO<sub>2</sub> na zdroji dat pro cement

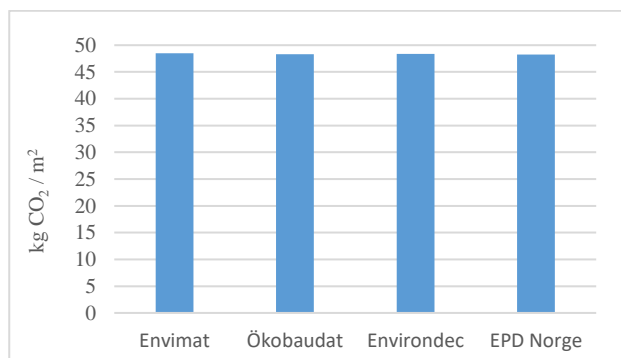


Pokud porovnáme výsledek při uvažování dat převzatých od výrobců cementu a výsledek při uvažování údajů z databáze, nejmenší rozdíl vychází pro českou databázi Envimat. Největší rozdíl je potom při porovnání s norskou databází EPD Norge. Tento výsledek ilustruje vhodnost použití místní databáze, protože databáze je obvykle založena na datech pocházejících od výrobců v dané lokalitě a vychází tedy z jejího složení zdrojů energie. Toto je důležité zejména pro ty materiály, které mají na výsledné množství vyprodukovaných emisí největší vliv, v případě železobetonových konstrukcí se jedná o cement a ocel. Závislost množství celkových vyprodukovaných emisí CO<sub>2</sub> na zdroji dat pro ocel je znázorněna na Obrázku 5. Zde je průměrný rozdíl ve výsledku při uvažování údajů z jiného zdroje cca 3 %. Rozdíl je menší než v případě cementu, protože stupeň vyztužení uvažované železobetonové desky je poměrně nízký.



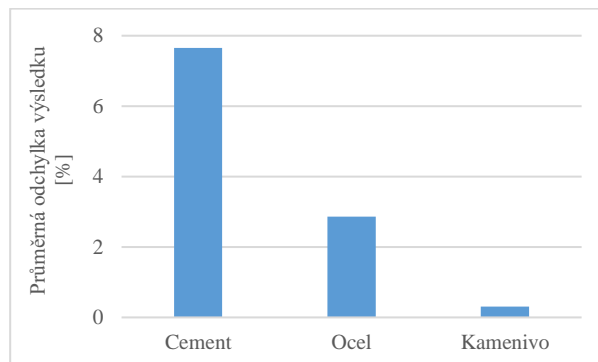
Obrázek 5: Závislost množství emisí CO<sub>2</sub> na zdroji dat pro ocel

Pro porovnání je na Obrázku 6 znázorněna tato závislost pro kamenivo. Protože výroba kameniva se na celkových vyprodukovaných emisích CO<sub>2</sub> podílí velmi málo, je vliv zdroje údajů pro kamenivo zanedbatelný. Rozdíl ve výsledku při uvažování dat z jiného zdroje činí přibližně 0.4 %.



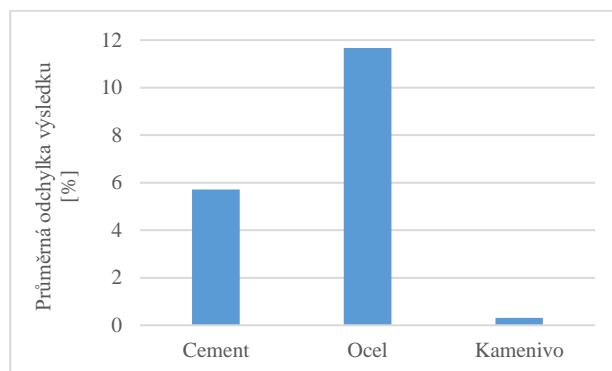
Obrázek 6: Závislost množství emisí CO<sub>2</sub> na zdroji dat pro kamenivo

Na Obrázku 7 je porovnán vliv zdroje dat na výsledek v případě cementu, oceli a kameniva. Porovnáván je vliv zdroje dat pro jednotlivé materiály v případě výpočtu celkového množství emisí vyprodukovaných při výrobě 1 m<sup>2</sup> železobetonové desky.



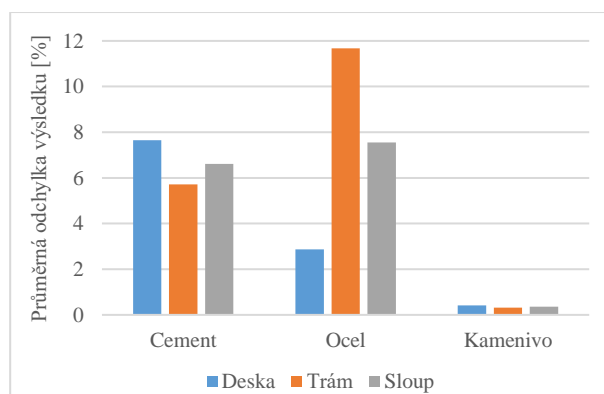
Obrázek 7: Průměrná odchylka výsledku při změně zdroje použitých dat pro jednotlivé materiály - deska

Jak moc výsledek ovlivní změna zdroje dat pro určitý materiál závisí samozřejmě na konkrétním konstrukčním prvku. V případě desky je vliv změny dat pro ocel poměrně malý v porovnání s tímto vlivem pro cement. Jinak tomu však bude v případě trámu, u kterého je uvažován výrazně větší stupeň vyztužení. Toto porovnání pro trám znázorňuje Obrázek 8.



Obrázek 8: Průměrná odchylka výsledku při změně zdroje použitých dat pro jednotlivé materiály - trám

Na Obrázku 9 je potom porovnání vlivu zdroje dat pro jednotlivé materiály v případě všech tří uvažovaných konstrukčních prvcích.



Obrázek 8: Průměrná odchylka výsledku při změně zdroje použitých dat pro jednotlivé materiály - trám

V případě sloupu je vliv zdroje dat pro ocel a cement téměř vyrovnán. Bylo dopočítáno, že v tomto případě přibližně od stupně vyztužení 0.6 % začíná převažovat vliv oceli na rozptyl výsledku. Tato hranice je samozřejmě závislá na rozptylu údajů z jednotlivých databází pro oba materiály, může však poskytnout alespoň přibližnou představu o tom, kdy začíná zdroj dat pro ocel hrát důležitější roli než zdroj dat pro cement.

#### 4. DISKUZE

Na celkovém množství emisí CO<sub>2</sub> vzniklých při výrobě konstrukčního prvku se nejvýraznější měrou podílí výroba oceli a cementu. Výsledek se proto může nezanedbatelně měnit v závislosti na zdroji údajů o měrných emisích těchto materiálů. Je tedy třeba se při výpočtu soustředit na věrohodnost dat zejména v případě těchto dvou materiálů.

Především je třeba rozlišovat jednotlivé druhy cementu, protože obsah slínku v cementu hraje v celkových vyprodukovaných emisích zásadní roli. Průměrná hodnota měrných emisí pro cement, která je často v databázích k dispozici, není příliš vhodná pro použití do výpočtů. Přibližně odpovídá hodnotám pro portlandský směsný cement. Pokud by však pro konstrukční prvek byl použit jiný druh cementu, bylo by výsledné množství vyprodukovaných emisí odlišné. V této souvislosti je třeba zmínit, že druh použitého cementu má vliv na pevnostní a trvanlivostní vlastnosti výsledného betonu. Použití cementu s vyšším obsahem slínku tak může vést k redukci rozměrů nosných prvků a zároveň k nižší potřebě oprav v průběhu životnosti konstrukčního prvku. Nelze tedy jednoznačně tvrdit, že použití cementu s vyšším obsahem slínku vždy vede k nárůstu vyprodukovaných emisí CO<sub>2</sub> v rámci celého životního cyklu konstrukčního prvku.

Vhodné je přednostně používat lokální databáze měrných emisí materiálů, protože vycházejí ze spotřeby energie v podmínkách dané lokality. K větším nepřesnostem ve výpočtu může vést například využití databáze sestavené pro lokalitu, ve které je výrazně vyšší využití energie z vodních elektráren.

#### 5. ZÁVĚR

Z provedené analýzy plyne, že při výpočtu množství emisí CO<sub>2</sub>, které vzniknou při výrobě železobetonového konstrukčního prvku, je třeba nejvíce pozornosti věnovat údajům o měrných emisích cementu a oceli. Výroba těchto materiálů má totiž největší vliv na celkovou produkci emisí. Při tvorbě metodiky pro hodnocení železobetonových konstrukcí z hlediska produkce emisí CO<sub>2</sub> je důležité především zdůraznit potřebu rozlišování jednotlivých druhů cementu. Množství emisí z výroby cementu je totiž zásadním způsobem ovlivněno obsahem slínku v cementu. Obecně je vhodné používat, pokud možno, údaje z databází vytvořených pro danou lokalitu nebo alespoň využít databázi pocházející z takové země, ve které je podobná skladba zdrojů energie jako u nás. Do výpočtu celkové produkce emisí oxidu uhličitého obecně vstupuje mnoho nejistot, proto u materiálů, jejichž výroba nemá na celkové množství emisí velký vliv, není tak

zásadní zabývat se podrobně přesností použitých údajů o měrných emisích. Vždy je však třeba mít alespoň přibližnou představu o měrných emisích materiálů, aby nebyl ve výpočtu použit údaj, který vůbec neodpovídá skutečnosti.

#### 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

- Svaz výrobců cementu ČR. Data o výrobě. Dostupné z: <https://www.svcement.cz/data/data-2020/>.
- Dvořák, K., Dolák, D., Hájková, I. (2017) Srovnání konečných vlastností portlandských cementů vlivem druhu mletí. *TZB info* 5 (19) 1-6.
- Výzkumný ústav maltovin Praha (2015) Cementárny a environmentální prohlášení o výrobku (EPD).
- Výzkumný ústav maltovin Praha (2015) Portlandské směsné cementy a portlandské cementy s vápencem.
- Ministerstvo průmyslu a obchodu (2021) Hodnota emisního faktoru CO<sub>2</sub> z výroby elektřiny za léta 2010-2019. Dostupné z: [https://www.mpo.cz/cz/energetika/statistika/elektrina-a-teplo/hodnota-emisniho-faktoru-co2-z-vyroby-elektřiny-za-leta-2010\\_2019--258830/](https://www.mpo.cz/cz/energetika/statistika/elektrina-a-teplo/hodnota-emisniho-faktoru-co2-z-vyroby-elektřiny-za-leta-2010_2019--258830/).
- ArcelorMittal Ostrava (2018). Zpráva o udržitelnosti. Dostupné z: [https://libertyostrava.cz/app/uploads/2019/12/Liberty\\_Zprava\\_o\\_udržitelnosti\\_2018.pdf](https://libertyostrava.cz/app/uploads/2019/12/Liberty_Zprava_o_udržitelnosti_2018.pdf)
- Envimat. Dostupné z: <http://www.envimat.cz/>.
- Ökobaudat. Dostupné z: <https://www.oekobaudat.de/>
- Environdec. Dostupné z: <https://www.environdec.com/>
- EPD Norge. Dostupné z: <https://www.epd-norge.no>

# MĚŘENÍ PÓROVÉHO TLAKU V BETONU ZA VYSOKÝCH TEPLOT: POUČENÍ Z PRVOTNÍHO NEÚSPĚCHU

Roman Chylík, \*

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

Pórový tlak v betonu je obecně známý jev, který lze popsat pomocí různých matematických modelů, je jednoduché sledovat jeho následky ve formě odštěpování, ale je relativně komplikované experimentálně změřit jeho hodnotu. Jelikož neexistuje standardizovaný postup pro toto měření, výsledky a získaná data mohou být značně ovlivněna měřicí technikou a tím znemožněno nezkrácené porovnání změřených hodnot. Následující příspěvek se zabývá letným popisem měřících technik a rozdílů, realizací prvotního experimentu, popisem jeho neúspěchu a představuje provedené modifikace, které zapříčinily úspěšné naměření pórového tlaku v betonu za vysokých teplot.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Pórový tlak • Měření • Vysoké teploty • Odštěpování • Beton • Požár

## ABSTRACT

Pore pressure in concrete is a well-known phenomenon that can be described using various mathematical models, it is easy to observe its consequences in the form of spalling of concrete, but it is relatively complicated to measure its value experimentally. As there is no standardized procedure for this measurement, the results and the obtained data can be significantly influenced by the measurement technique. The following paper deals with a description of measuring techniques and differences during measurement, the implementation of the initial experiment, a description of its failure and presents the modifications that have caused the successful measurement of pore pressure in concrete at high temperatures.

## KEYWORDS

Pore pressure • Measurement • High temperatures • Spalling • Concrete • Fire

## 1. ÚVOD

V případě, kdy je beton vystaven působení vysokých teplot, dochází v jeho matici k fyzikálním změnám a transportním procesům spojeným zejména s odpařováním vody ze struktury

betonu. Následkem odpařování vody a transportu vodní páry skrze pórový systém betonu je vznik pórového tlaku. Ačkoliv hodnotu pórového tlaku lze určit na základě různých matematických modelů a následky působení pórového tlaku jsou snadno a přímo viditelné případným odštěpováním betonu, je komplikované hodnotu pórového tlaku stanovit experimentálně. Následující příspěvek se zabývá porovnáním v současné době používaných a publikovaných metod pro přímé měření pórového tlaku a vyhodnocuje možné příčiny nezdaru realizovaného experimentu.

## 2. OBECNÁ NASTAVENÍ EXPERIMENTU

Nastavení experimentu bylo určeno na základě rozsáhlé rešerše aktuálně prováděných měření. Jelikož měření není v současné době standardizováno, je prováděno dle technických možností a vybavení používaného při měření na daném pracovišti. Tato skutečnost způsobuje značné rozdíly v naměřených hodnotách a minimalizuje možnost vzájemného porovnání výsledků.

Nejvýznamnější rozdíly při měření pórového tlaku jsou v typu teplotního zdroje, tvaru tělesa a způsobu zahřívání zkušební vzorku. Další významné rozdíly v měření spočívají v typu měřidla tlaku a přenosového média.

Následující podkapitoly shrnují základní vybavení přiměřené hodnot pórového tlaku

### 2.1. Teplotní zdroj

Jako teplotní zdroj bývají používány elektrické pece (*Gyeongcheol et al. 2019*), plynové zářiče a pece (*Phan, 2008*) nebo keramické topné desky, jejichž režimy zahřívání lze řídit různými teplotními křivkami.

Volba zahřívací křivky je velmi často závislá dle zvyklostí a preferencí oblasti, ve které měření probíhá, jelikož standardně bývá měření pórového tlaku přidružené měření při ověřování náchylnosti betonové směsi k odštěpování při ověřování požární odolnosti materiálu použitého například na strategicky významné stavby. Při volbě teplotní křivky je důležité vzít také v úvahu případný účel konstrukce, ve které se ověřovaná betonová směs bude vyskytovat a jakému požárnímu scénáři bude vystavena.

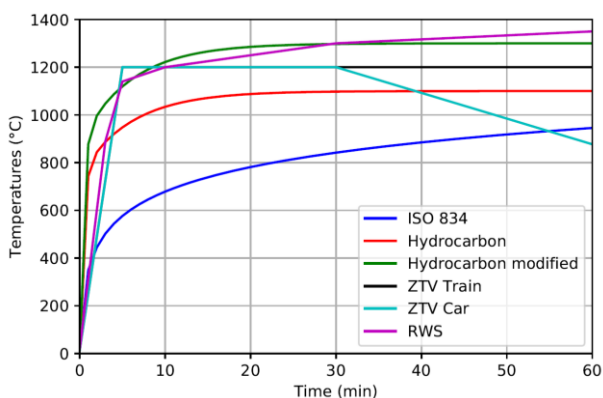
Pro měření pórového tlaku se využívají buďto křivky s významným nárůstem teploty, nebo lze alternativně využít pomalého zahřívání, kdy se rychlost zahřívání pohybuje v

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

rozmezí 1°C/min (Gyeongcheol et al. 2019) až 5°C/min (Phan, 2008). Vzhledem k malému teplotnímu gradientu u pomalého zahřívání napříč průřezem je pórový tlak a případné odštěpování způsobeno převážně fázovou změnou skupenství vody a transportní procesy vodní páry napříč vzorkem a vznik plně saturované vrstvy je upozaděn. Volba zahřívání je zpravidla závislá na teplotním zdroji a počtu zahřívání stěn zkoumaného tělesa.



Obrázek 1: Keramická topná dečka



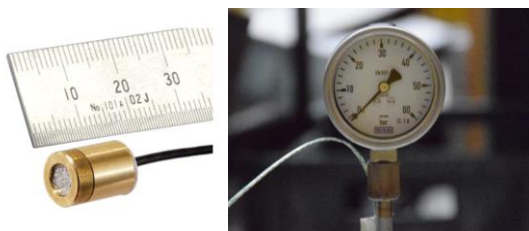
Obrázek 2: Základní požární křivky při měření pórového tlaku a odštěpování

## 2.2. Měřicí sestava

Měřicí sestavu lze rozdělit na 3 základní části a to sběrnou, přenosovou a měřicí.

### 2.2.1. Měřicí část

K měření pórového tlaku jsou používána mechanická měřicí zařízení (manometry) nebo elektronické senzory (Pore pressure transducers) určené k měření pórového tlaku, avšak jejich přesnost a možnost použití je zpravidla limitováno teplotním rozsahem použití. Je tedy vhodné měřicí čidlo nebo zařízení umístit mimo zahřívání vzorek a celý systém doplnit uzavřeným přenosovým systémem.



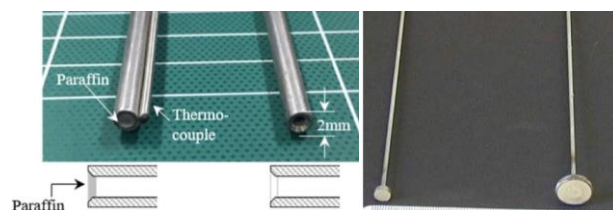
Obrázek 3: Senzor k měření pórového tlaku (vlevo) a manometr připojený na přenosovou trubičku (vpravo)

### 2.2.2. Přenosová část

Přenosová soustava se zpravidla skládá z duté ocelové trubičky vyplněné přenosovým médiem. Přenosové médium bývá nejčastěji silikonový olej, který je vhodný použit na vysokoteplotní aplikace vzhledem k jeho teplotní stálosti. Dle (Li et al. 2020) lze použít jako přenosové médium i vzduch nebo jinou ocelovou trubičku, která působí jako píst.

### 2.2.3. Sběrná část

Významný rozdíl mezi jednotlivými publikovanými pracemi je ve sběrné části měřicí sestavy. Sběrnou částí se rozumí místo, ve které pórový tlak vstupuje do přenosové soustavy. V současné době existují dva základní způsoby provedení sběrné části, a to provedení bez sběrného kalíšku a se sběrným kalískem vyplněným porézním slitutým kovem.



Obrázek 4: Sběrná část měřicí soustavy – trubička bez zakončení (vlevo) (Gyeongcheol et al. 2019) a trubička doplněná sběrným kalískem s porézním slitutým kovem (vpravo) (Phan et al. 2008)

## 3. POPIS PROVEDENÉHO EXPERIMENTU

Na základě provedené rešerše bylo navrženo základní schéma experimentu. Betonové vzorky velikosti 150x300x120 mm byly osazeny přenosovou ocelovou trubičkou průměru 8mm a tloušťky stěny 2mm. Přenosová trubička byla na svém povrchu doplněna pláštovým termočlánkem (obr. 5) pro měření teploty v místě sběrné části. Experiment byl variantně proveden s dvěma přenosovými médii v trubičce (silikonový olej, vzduch).

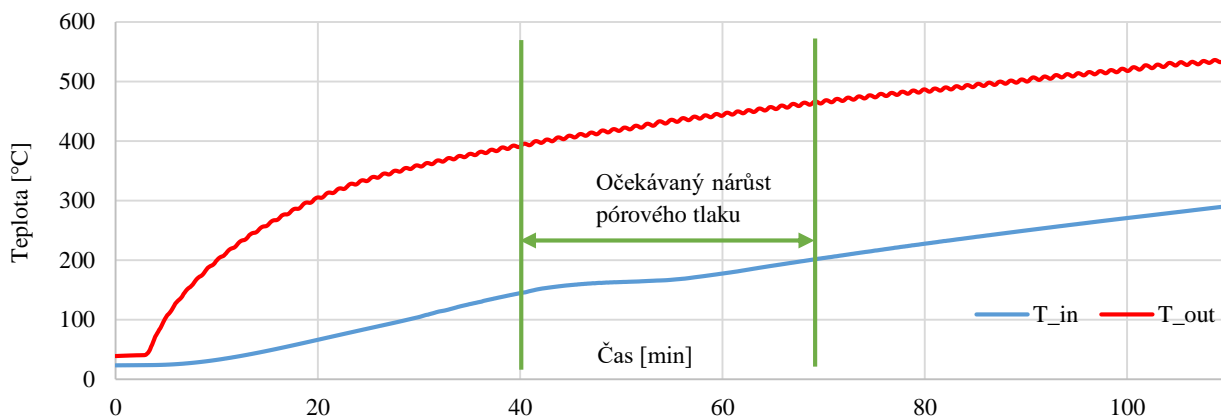
Sběrná část se nacházela 20 mm od zahřívání povrchu. Přenosová trubička byla během betonáže vyplněna drátem o průměru 3,8mm, aby bylo omezeno zanesení přenosové trubičky cementovým mlékem případně drobným kamenivem.

Měření pórového tlaku bylo provedeno pomocí mechanického manometru, který byl umístěn na konci přenosové trubičky mimo vzorek.



Obrázek 5: Zakončení přenosové trubičky s termočlánkem

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



Obrázek 6: Průběh teplot v čase

Na obrázku 6 jsou znázorněny naměřené teploty mezi povrchem vzorku a keramickou topnou dečkou ( $T_{out}$ ) a teploty uvnitř vzorku v oblasti sběrného místa ( $T_{in}$ ) pro jeden ze dvou zahřívavých vzorků.

#### 4. VYHODNOCENÍ EXPERIMENTU

Ačkoliv byl experiment proveden na základě podrobné rešerše, pórový tlak se nepodařilo naměřit. Při vyhodnocování byly stanoveny hlavní příčiny neúspěchu.

##### 4.1. Zakončení přenosové trubičky

Přenosová trubička nebyla ukončena sběrným kalíškem ani porézním kovem. Toto provedení je možné a běžné (*Li et al. 2020*), avšak dochází k omezení plochy, ze které je pórový tlak měřen. Dále je bez použití sběrného kalíšku vnesena značná náhodnost měřené oblasti, jelikož beton nelze považovat za materiál homogenní. Rovněž bylo při odbedňování vzorků detekováno zatečení cementového mléka do přenosové trubičky.

##### 4.2. Délka přenosové trubičky

Za nevyhovující byla dále vyhodnocena délka přenosové trubičky. Trubička byla mezi vzorkem a manometrem ochlazována. V případě, kdy byla trubička naplněna vzduchem, docházelo ke kondenzaci vodní páry na vnitřním povrchu trubičky, čímž byl eliminován nárůst tlaku. Ve variantě, kdy byla přenosová trubička naplněna olejem, bylo pozorováno snížení hladiny a vznik volného prostoru ke kondenzaci vodní páry. Oblast kondenzace je znázorněna na obrázku 7.

##### 4.3. Chybějící izolace na povrchu vzorku

Jelikož v doposud prezentovaných měřeních probíhal ohřev vzorku v elektrických nebo plynových pecích, byly zkušební vzorky zahřívány po celém povrchu nebo z jedné strany s tím, že zbylé hrany byly izolovány. Jelikož vodní pára putuje materiálem ve směru největšího teplotního gradientu, chybějící tepelná izolace na povrchu vzorku ovlivnila rozložení teplot, vodní pára unikala povrchem vzorku, nedocházelo k hromadění vodní páry v pórovém systému a vzniku nasycené vrstvy vlivem transportu vodních par.

#### 4.4. Nedostatečný teplotní gradient zahřívání

S ohledem na použité zahřívací zařízení nebylo dosaženo běžně využívaných teplotních křivek, avšak rychlost zahřívání má vliv zejména na změřenou hodnotu pórového tlaku, ne však na jeho výskyt.

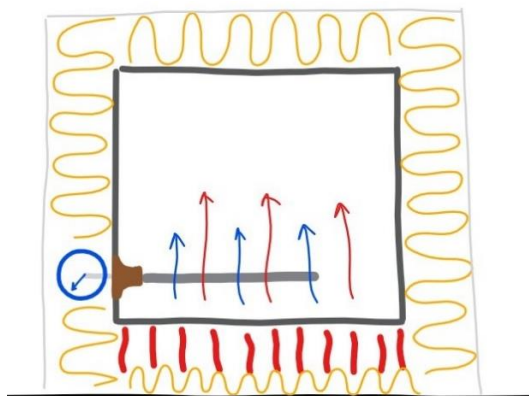


Obrázek 7: Vzorek během měření pórového tlaku

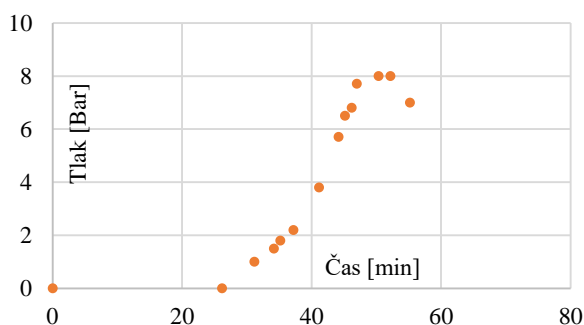
#### 5. UPRAVENÝ EXPERIMENT

Na základě výše uvedených poznatků došlo k úpravě prováděného experimentu s ohledem na dostupné technické vybavení. Zvláštní pozornost byla věnována právě provedení sběrného místa pórového tlaku a minimalizaci přenosové části měřící soustavy. Bylo navrženo inovativní, doposud nepublikované řešení, které spočívalo v umístění fitinku s vnitřním závitem do tělesa při betonáži a následné provedení vrtu, který je vodorovný s rovinou zahřívání vzorku (sběrný vrt se nachází v isotermě a isobaře). Toto řešení umožňuje

volit délku a průměr vrtu, čímž je ovlivněna plocha, ze které je pórový tlak měřen. Toto řešení vede k eliminaci vlivu nehomogenity betonu v místě měřeného místa. Schéma upraveného experimentu je znázorněno na obrázku 8.



Obrázek 8: Schéma upraveného experimentu



Obrázek 9: Naměřený pórový tlak v betonu

Na obrázku 9 je prezentován prvotní záznam z úspěšného měření pórového tlaku betonu za zvýšených teplot. V současné době probíhají další modifikace provedení experimentu, aby nebyly naměřené výsledky ovlivněné technologickými vlivy, ale jen rozdíly ve fyzikálních vlastnostech testovaných betonových směsí.

## 6. ZÁVĚR

Prezentovaný článek se zabýval zejména neúspěchy při měření pórového tlaku v betonu za zvýšených teplot. Ačkoliv prvotní provedení experimentu bylo stanoveno na základě prací prezentovaných v zahraničí, měření nebylo úspěšné. Tato skutečnost ukázala potřebu přizpůsobit techniku měření technickému vybavení pracoviště, ale zejména poukázala na potřebu mezinárodní standardizace a sjednocení měřicího postupu, aby bylo vypovídající porovnání měřených hodnot. V závěru článku je prezentováno upravení experimentu optimalizované pro technologické možnosti používaného vybavení, které vedlo k úspěšnému změření pórového tlaku v betonu za zvýšených teplot.

## PODĚKOVÁNÍ

Tento příspěvek vznikl za finanční podpory projektů SGS19/149/OHK1/3T/11, SGS20/109/OHK1/2T/11 a SGS21/040/OHK1/1T/11.

## Reference

- Jeongwon, K., Dongwoo, R., & Takafumi, N., (2011) The spalling mechanism of high-strength concrete under fire. *Magazine of Concrete Research* **vol. 63**, 357-370
- Gyeongcheol, Ch., Gyuyong, K., Minho, Y., Euichul, H., Jeongsoo, N., & Nenad, G. (2019), Effect of moisture migration and water vapor pressure build-up with the heating rate on concrete spalling type. *Cement and Concrete Research*, **vol. 116**, 1-10
- Li, Y., Zhang, D., & Tan, K. H., (2020) On measuring techniques of pore pressure in concrete at elevated temperature. *Cement and Concrete Composites*, **vol. 114**
- Phan, L. T., (2008) Pore pressure and explosive spalling in concrete. *Materials and Structures*, **vol. 41**, 1623-1632
- Tomáš, J., *Metody měření pórového tlaku v betonu vystaveném vysokým teplotám Diplomová práce. Praha: České vysoké učení technické, 2021.*

# OPTIMALIZACE NÁVRHU LETMO BETONOVANÉHO DÁLNIČNÍHO MOSTU

Jiří Keclík, \*

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

## ABSTRAKT

Článek se zabývá optimalizací návrhu letmo betonovaného mostu. Příspěvek je shrnutím optimalizační části autorovy diplomové práce, která se mimo jiné zabývá celkovým návrhem letmo betonované konstrukce na připravovaném úseku dálnice D11 Trutnov – Státní hranice. Optimalizace nosné konstrukce mostu je provedena v autorem vytvořeném software. Program pracuje v prostředí MS Excel a je propojený se SCIA Engineer. Hlavní pozornost je věnována postupu optimalizace zaměřené na redukci hmoty konstrukce a odpovídajícím úpravám předpětí. Optimalizace klade důraz na nalezení konstrukce s ideální geometrií, která splňuje požadavky platných evropských norem, a zároveň bude neekonomičtější. Článek shrnuje výsledky provedené analýzy a upozorňuje na možná úskalí optimalizace v inženýrské praxi.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Betonové mosty • Letmá betonáž • Předpjatý beton  
• Parametrizace • Optimalizace

## ABSTRACT

The article is focused on optimisation of design of a highway bridge built by free cantilever method. The paper summarizes optimisation part of the author's diploma thesis, which includes a full design of a bridge built by free cantilevering on the planned section of the highway D11 Trutnov - State border. The optimisation of the bridge superstructure is performed in software created by the author. It's programmed in MS Excel spreadsheet environment and is connected with SCIA Engineer. The main attention is dedicated to the optimisation process focused on material reduction and related modifications of prestressing reinforcement. The optimisation emphasizes finding a structure with an optimum geometry, that meets requirements of applicable EN standards and is the most economical. The article summarizes the results of the analysis and points out possible difficulties of optimization in engineering.

## KEYWORDS

Concrete bridges • Free cantilever method • Prestressed concrete • Parametrisation • Optimisation

## 1. ÚVOD

Ačkoliv topografie České republiky příliš nepřeje výstavbě největších mostních konstrukcí, je v tuto chvíli připravováno několik projektů mostních konstrukcí s velkým rozpětím, u nichž se využije principů letmé betonáže. Uvážíme-li rozměry průřezů a celkovou hmotu velkorozponových konstrukcí, je logické, že je nutné u nich provádět optimalizaci. Její využití se projeví nezanedbatelnou ekonomickou úsporou, a to nejen materiálovou, ale i časovou. S těmito úsporami se pojí i menší potřeba nasazení kapacit a redukuje se uhlíková stopa konstrukce. Při práci na RDS (realizační dokumentace stavby) v kooperaci s realizační firmou může být takový přístup k výpočtu velmi výhodný pro všechny zúčastněné subjekty.

Pomineme-li zpracování konstrukčních úprav do statického modelu ručně, nabízí se v současné době mnoho nástrojů pro parametrizaci nebo dokonce automatickou optimalizaci algoritmem na základě zadaných okrajových podmínek. Je pouze na projektantovi nakolik časově úspornou a kontrolovatelnou formu parametrizace a s ní spjatného optimalizačního procesu zvolí. Cílem je mít jednotlivé kroky výpočtu ve svých rukou, neboť ekonomičnost konstrukce se neodvíjí pouze od minimalizace materiálu, ale i zachování rozumných konstrukčních zásad.

Návrh ekonomické konstrukce proto vyžaduje hluboké znalosti problematiky návrhu z statického, konstruktérského ale i zhotovitelského hlediska.

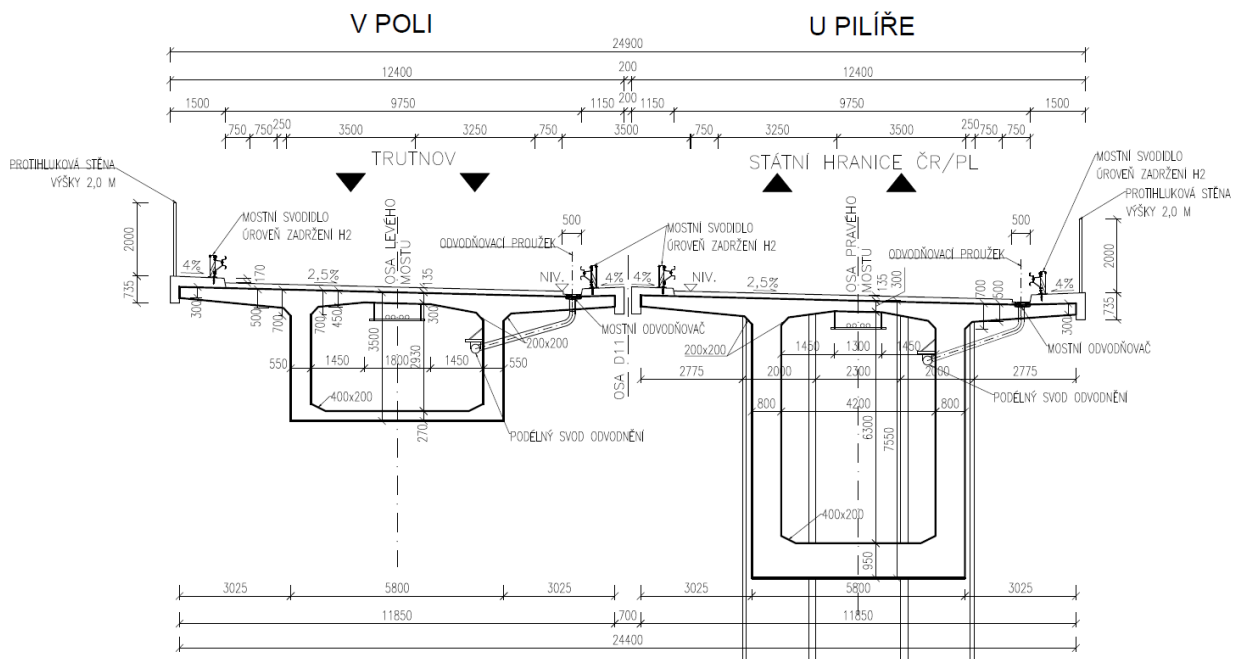
Tento příspěvek shrnuje výsledky autorovy diplomové práce. Věnuje se procesu zvolené optimalizace dálničního letmo betonovaného komorového mostu na D11 a zhodnocení výsledků optimalizace na základě různých aktuálních kritérií.

## 2. POSUZOVANÁ KONSTRUKCE

Navrhovaná mostní konstrukce je součástí stavby D11 úsek Trutnov – Státní hranice a je tvořená dvojicí komorových letmo betonovaných mostů se svislými stěnami. Konstrukce je o 3 polích 90 + 150 + 90 metrů. Oba mosty mají šířku nosné konstrukce 11,85 metrů. Každý z mostů převádí dva jízdní pruhy a revizní chodník. Finální varianta nosné konstrukce má v oblasti zárodků výšku 7,55 metrů a uprostřed rozpětí 3,50 metrů. Na opěrách je most uložen na dvojicích hrncových ložisek, podpěry P2 a P3 tvoří dvojice stěn, které jsou vetknuty

\* Školitel: doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D., FEng.

do nosné konstrukce. Podpěry jsou založeny hlubinně na velkopřůměrových pilotách.



Obrázek 1: Vzorový příčný řez nosnou konstrukcí s finální geometrií

## 2.1. Materiálové parametry

Materiály konstrukce mostu jsou voleny s ohledem na dobrou dostupnost a zpracovatelnost. Betony vysokých tříd nebyly využívány, protože jsou v ČR obtížně dostupné a zároveň mnohdy nastávají problémy s jejich čerpatelností. Spodní stavba a založení jsou navrženy z betonu C30/37. Třída betonu nosné konstrukce je zvolena C45/55. Konstrukce je vyztužena betonářskou výztuží třídy B500 s třídou tažnosti B. Předpínací výztuž je tvořena ze splétaných sedmidrátových lan s velmi nízkou relaxací Y1860-S7-15,7. Předpínací výztuž je vedena v ocelových korugovaných kanálcích.

## 2.2. Zatížení a zatěžovací stavy

Pro optimalizační proces jsou zahrnuta všechna stálá zatížení, zahrnující vlastní tíhu, ostatní stálá zatížení a předpětí. Zároveň jsou v příslušných časových krocích aplikována a odebrána zatížení betonázním vozíkem a čerstvým betonem. V podrobném návrhu optimalizací vybrané geometrie jsou použita další zatížení, například dopravou, teplotou nebo nerovnoměrným sedáním, která jsou pro podrobný návrh podstatná.

## 2.3. Časová osa

Most je navrhován na životnost 100 let. Optimalizační proces zohledňuje jednotlivé kroky výstavby, při kterých vznikají nové entity, a tím se mění i zatěžovací stavy. Výpočet je prováděn metodou časově závislé analýzy, která zároveň vyšetřuje reologické vlivy betonu a zohledňuje vývoj předpínací síly v čase. Takt betonáže jednotlivých lamel je nastaven na 7 dní, což je čas, který je pro realizaci běžný.

Případné časové odchylky jednotlivých kroků plynoucí z realizace je možné snadno měnit. To zajišťuje vysoká variabilita parametrů autorem vytvořeného programu.

## 3. METODY

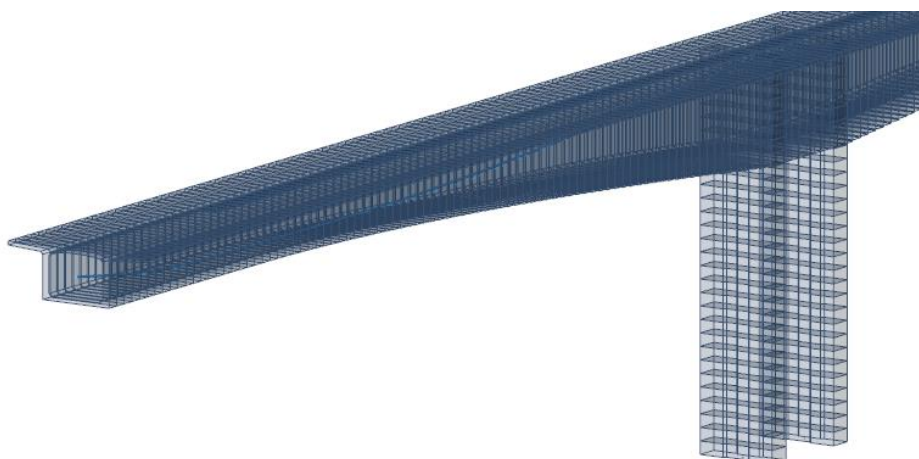
Optimalizace nosné konstrukce mostu je provedena v autorem vytvořeném programu pracujícím v tabulkovém procesoru MS Excel, který pro výpočet vnitřních sil využívá propojení s prostředím a funkcionalitami SCIA Engineer. Konečný návrh nosné konstrukce je výsledkem množství iteračních kroků spočívajících v autorem přímo řízených úpravách parametrů. Měněné parametry jsou definovány v kapitole 3.2..

### 3.1. Použité modely

Pro výpočet jsou použity tři modely. K určení vlivu smykového ochabnutí je využito porovnání normálových napětí na dvou modelech, a to desko-stěnovém a prutovém. Použitý prutový model je oprostěn od předpínací výztuže a ocelových pásků, které jsou jinak využívány pro modelování letmo betonovaných či montovaných konstrukcí. Zároveň je prutový model tvořen v podobě, jakou bude mít most při uvedení do provozu a nezohledňuje fáze výstavby. Oba tyto modely jsou zatíženy plošným zatížením 10 kN/m<sup>2</sup>. Na základě porovnání vypočtených napětí jsou stanoveny zvětšující koeficienty napětí.

Stanovení vnitřních sil a průhybů pro optimalizaci, ale i finální návrh konstrukce, je provedeno na komplexním prutovém modelu využívajícím časově závislé analýzy. Model obsahuje ocelové pásky, předpínací výztuž a vystihuje skutečný postup výstavby. Je modelován dílci s konečnou délkou 1 metru.

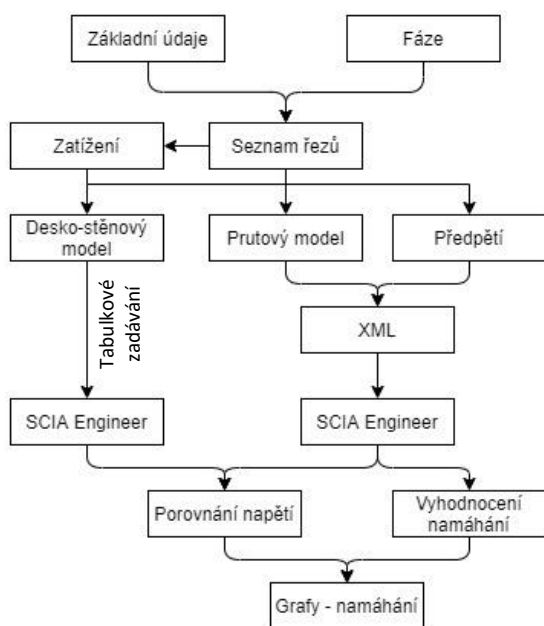




Obrázek 2: Vizualizace podrobného prutového modelu

### 3.2. Optimalizační proces

Optimalizační proces je celý veden ve vlastním programu vytvořeném v MS Excel. Propojení se SCIA Engineer je použito pouze k vypočtení vnitřních sil a průhybů, které jsou následně exportovány a opět převedeny do MS Excel. V něm jsou poté vyhodnoceny.



Obrázek 3: Struktura programu

Program z konečného počtu volných parametrů volených autorem automaticky generuje entity (uzly, pruty, desky, zatížení apod.) potřebné pro vytvoření výpočetního modelu. V případě desko-stěnového modelu je pro program postačující, že je importuje do SCIA Engineer pomocí funkcionality „Tabulkové zadávání“. V případě výrazně složitějších prutových modelů s parametrickými průřezy vytváří program projekt výpočetního modelu prostřednictvím souboru XML. Soubor XML je formát exportu projektu vytvořeného ve SCIA Engineer a jeho nespornou výhodou je strojová i lidská čitelnost. Vzhledem k tomu, že používá

řádkovou strukturu, je jednoduché ho prostřednictvím vzorců automaticky měnit na základě zadávaných parametrů.

Po importu vstupních dat z programu v MS Excel do SCIA Engineer je proveden přednastavený výpočet. Exportované vnitřní síly a průhyby jsou přeneseny zpět do tabulkového procesoru. Po jejich nahrání prostřednictvím makra jsou vypočtena normálová napětí se zahrnutím vlivu smykového ochabnutí. Stanovená napětí jsou následně posouzena autorem a na základě vyhodnocení dochází k přijetí dalších konstrukčních úprav.

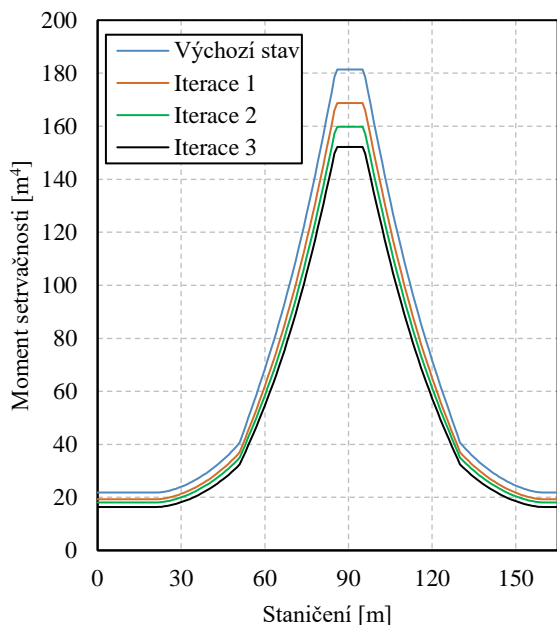
Vzhledem k tomu, že vlastní tíha je pro tento typ konstrukce dominantní, pro optimalizaci jsou sledována normálová napětí od kvazistálé kombinace zatížení ve všech rozhodujících fázích výstavby. Navíc je sledován vývoj dlouhodobého průhybu konstrukce v hlavním poli. Ačkoliv ho lze vyrovnat správným nadvýšením mostu, je odpovídajícím ukazatelem klesající ohybové tuhosti nosné konstrukce vlivem pokračující optimalizace.

S ohledem na charakter konstrukce je řada možných parametrů omezená technologickými limity nebo rozdělením jízdních pruhů. Mezi takové parametry patří tloušťky stěn nebo šířkové uspořádání průřezu, které jsou od počátku nastaveny na svou optimální hodnotu. Upravovanými parametry jsou výšky průřezu v podporových a mezipodporových řezech, tloušťky dolní desky a velikost předpínací síly pro jednotlivé kabely. Tyto parametry jsou zvoleny z důvodu vysokého vlivu na celkovou hmotu konstrukce a jejich značnou variabilitu.

## 4. VÝSLEDKY

Autor provedl celkem sedmáct iterací zahrnujících změny geometrie a případné úpravy předpínací síly. V této kapitole jsou prezentovány výsledky výchozího stavu, navrženého dle empirie, a tří vybraných reprezentativních iterací. Vybrané iterace splňují veškeré podmínky mezního stavu omezení napětí pro kvazistálou kombinaci zatížení. Z hlediska změny volných parametrů bylo postupováno ve smyslu postupného snižování od původních empirických hodnot. Budeme-li mluvit o podporovém průřezu, došlo optimalizací ke snížení výšky průřezu o 5,6 % a tloušťky spodní desky komory

o 20,8 %. Graf níže zobrazuje postupný úbytek momentu setrvačnosti mezi vybranými iteracemi.



Obrázek 4: Moment setrvačnosti po délce poloviny mostu

Z grafu na obrázku 4 je patrné, že postupem optimalizace došlo především k výrazné redukci momentu setrvačnosti v oblasti zárodků nad pilíři, který se projevil výrazným poklesem celkové tuhosti konstrukce a nutností zvětšování předpínací síly tak, aby normálová napětí stále splňovala požadavky norem.

Pro jednotlivé optimalizační kroky bylo vyhodnoceno pro jednu mostní konstrukci množství použitého materiálu a vyrovnaná výška průřezu. Jeho výsledky jsou shrnuty v tabulce níže.

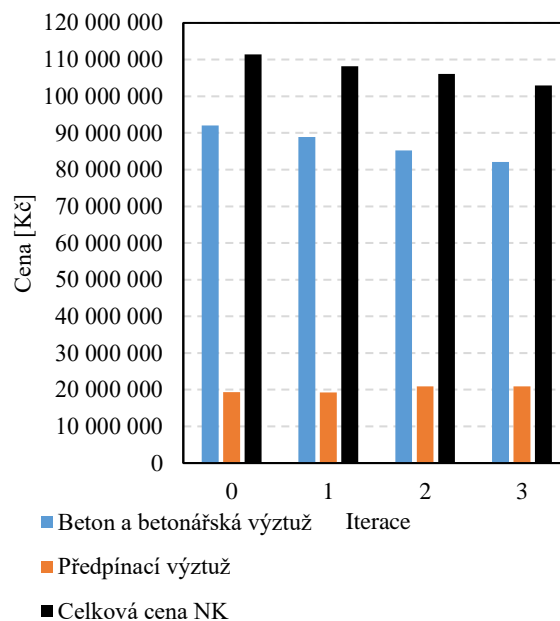
Tabulka 1: Množství spotřebovaného materiálu a vyrovnaná výška průřezu

Číslo iterace	Beton		Předpínací výztuž		Vyrovnaná výška průřezu [m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> ]
	[m <sup>3</sup> ]	[%]	[t]	[%]	
0	4688	100,0	193,586	100,0	1,192
1	4527	96,6	193,024	99,7	1,151
2	4339	92,6	209,231	108,1	1,103
3	4179	89,1	209,218	108,1	1,062

Z tabulky 1 je zřejmé, že optimalizací bylo dosaženo značné úspory betonu, která činí 10,9 %. V absolutních číslech se jedná o 509 m<sup>3</sup> betonu pro jeden most. Zároveň došlo k navýšení spotřeby předpínací výztuže o 8,1 %, respektive o 15,6 tuny. Vyrovnaná výška třetí prezentované iterace činí 1,062, což je ideální hodnota pro komorové mosty.

Údaje z tabulky 1 byly následně využity k vyhodnocení finančních důsledků provedených úprav nosné konstrukce. Pro vyčíslení finančních nákladů byly použity

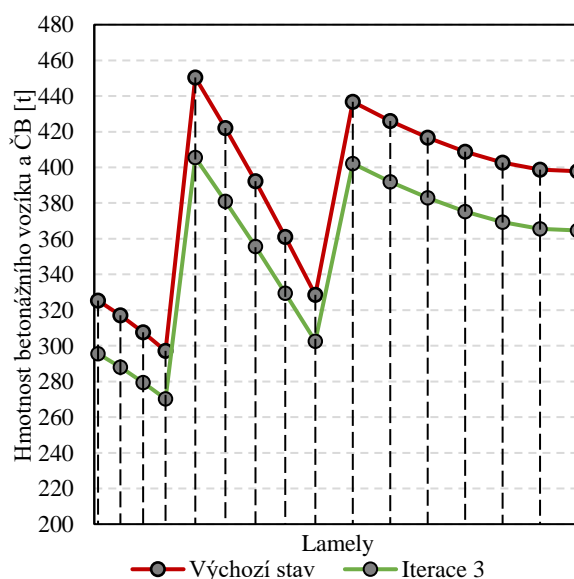
expertní jednotkové ceny OTSKP 2019. Výsledky jsou uvedeny v grafu níže.



Obrázek 5: Vyčíslení stavebních nákladů nosné konstrukce jednoho mostu

Pro vyhodnocení uvedené na obrázku 5 bylo odhadnuto množství betonářské výztuže hodnotou 200 kg/m<sup>3</sup> betonu. Z grafu je patrná významná finanční úspora plynoucí z redukce množství betonu. Úspora na celkové ceně činí zhruba 8,4 mil. Kč pro jedinou mostní konstrukci. Zároveň nezohledňuje další úspory na spodní stavbě, založení, ložiscích nebo režijních nákladech výstavby.

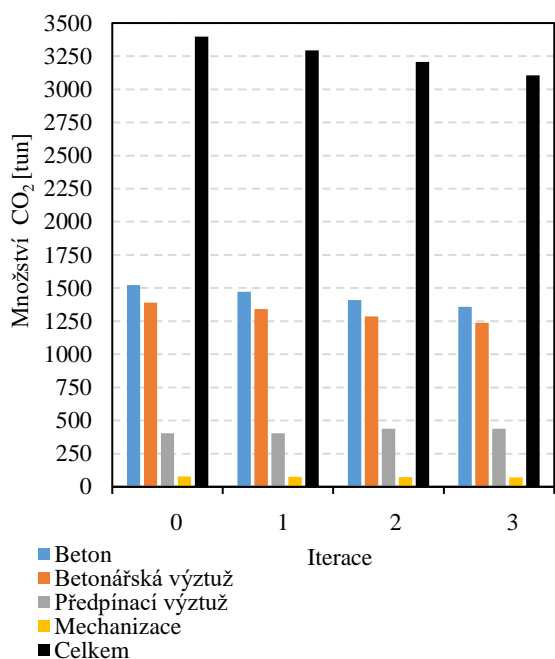
Optimalizace netvoří úsporu pouze v materiálu nosné konstrukce, ale i v nákladech na samotnou výstavbu. Pro vystižení této skutečnosti byl vytvořen graf níže. Zobrazuje rozdíl hmotností betonážního vozíku s čerstvým betonem mezi výchozím stavem a výslednou iterací pro jednotlivé lamely.



Obrázek 6: Hmotnost betonážního vozíku a čerstvého betonu

Graf na obrázku 6 prezentuje významný rozdíl mezi hmotností betonážního vozíku s čerstvým betonem činící minimálně 30 tun. Celý rozdíl je tvořen menším množstvím betonu, protože pro zachování porovnatelnosti je uvažován stejný betonážní vozík. Redukce hmotnosti může být zohledněna použitím méně únosného vozíku, což se projeví dalším zvýšením ekonomičnosti návrhu.

Vysoce aktuální je ekologický aspekt optimalizace s ohledem na potenciál globálního oteplování, který byl vyčíslen v tunách vyprodukovaného CO<sub>2</sub>.



Obrázek 7: Množství vyprodukovaného CO<sub>2</sub>

Z obrázku 7 lze sledovat pokles celkového množství vyprodukovaného CO<sub>2</sub>. Rozdíl pro finální iteraci činí 300 tun. Z grafu lze dále vyvodit, že na ekologičnost projektu má vliv především úspora betonu a betonářské výztuže. Vliv předpínací výztuže je výrazně menší. Je to způsobenou především značným nepoměrem objemu materiálů v konstrukci. Množství vyprodukovaného oxidu uhličitého je totiž pro jednu tunu předpínací výztuže výrazně vyšší než u betonu nebo betonářské výztuže. Vliv mechanizace vůči vlivu použitých materiálů je minimální, přesto lze konstatovat, že také došlo k nezanedbatelnému snížení emisí CO<sub>2</sub>. Dle výsledků propočtu lze konstatovat, že snížení množství použitého materiálu vede k redukci emisí oxidu uhličitého stavební mechanizace o 11,5 %, v absolutních hodnotách o 9 tun.

## 5. ZÁVĚR

V příspěvku byly prezentovány výsledky a vyhodnocení optimalizační studie nosné konstrukce letmo betonovaného mostu zpracované v rámci autorovy diplomové práce. Na základě vyhodnocení lze konstatovat, že optimalizace je významná pro konstrukce s velkými rozpětími a má dopad do finančních i ekologických aspektů stavby. V případě, že je způsob optimalizace a parametrizace uchopen správně,

lze provádět úpravy velmi efektivně a rychle. V tomto případě, kdy byly použity pouze základní a dostupné nástroje trval každý iterační krok zhruba 2 hodiny. V případě, že by projektant volil konstrukční úpravy klasickými změnami v prostředí FEM software, dá se odhadovat, že každá iterace by mohla trvat přibližně 2 pracovní směny, tedy 16 hodin. Při vývoji programu pro optimalizaci a parametrizování konstrukce je vhodná komunikace s dodavatelem vybraného FEM software, pro předejití zbytečných chyb a získání povědomí o jeho úskalích. Jako rozšíření autorem vytvořeného programu by se dalo navrhnout zahrnutí optimalizace spodní stavby a založení.

## Reference

Jiří, K. (2021). *Optimalizace návrhu letmo betonovaného dálničního mostu* (Diplomová práce, České vysoké učení technické v Praze. Fakulta stavební.).

# ZJEDNODUŠENÁ ANALÝZA KOLAPSU MOSTNÍ KONSTRUKCE ZATÍŽENÉ NÁHODNÝM 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

První část tohoto příspěvku obsahuje rešerši na téma analýzy kolapsu mostní konstrukce zatížené náhodným výbuchem založené na skutečné události. Byla prezentována struktura postupu při forenzním ohledání místa nehody zasaženého výbuchem. Způsob určení ekvivalentní hmotnosti nálože TNT a následná analýza příčin vzniku exploze, jejího průběhu a konečných důsledků. Bylo provedeno šetření k určení zdali mostní konstrukce byla vůbec schopna odolat specifickému dynamickému zatížení.

V druhé části se příspěvek zaměřuje na zhodnocení odolnosti mostní konstrukce proti výbuchu explozivní nálože nad povrchem pojižděné plochy mostu pomocí autorova výpočetního algoritmu. Konstrukce byla zatížena blízkým výbuchem. Zdroj výbuštiny v podobě TNT reprezentuje možný teroristický čin nebo neúmyslnou explozi. Cílem práce bylo prozkoumání možnosti skutečného použití zjednodušené metody k řešení odezvy konstrukce a stanovení rozsahu poškození konstrukce od zatížení výbuchem. V rámci tohoto příspěvku jsou prezentovány výsledky a závěry získané z výsledných přetvoření.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Výbuch • Dynamická analýza • Plastické přetvoření • Kolaps mostní konstrukce

## ABSTRACT

The first part of this paper contains researchers on the topic of analysis of the collapse of a bridge structure loaded by an accidental explosion based on real events. The structure of the procedure for forensic examination of the site of an accident affected by an explosion was presented. Method for determining the equivalent weight of a TNT charge and subsequent analysis of the causes of the explosion, its course and final consequences. An investigation was carried out to determine whether the bridge structure was at all able to withstand specific dynamic loads.

In the second part, the paper focuses on the evaluation of the resistance of the bridge structure to the explosion of an explosive charge over the surface of the running surface of the bridge using the author's computational

algorithm. The structure was loaded with a nearby explosion. The source of the explosive in the form of TNT represents a possible terrorist act or an unintentional explosion. The aim of the work was to investigate the possibility of actually using a simplified method to solve the response of the structure and determine the extent of damage to the structure from the explosion load. Within this paper, the results and conclusions obtained from the resulting transformations are presented.

## KEYWORDS

Explosion • Dynamic analysis • Plastic strain • Bridge collapse

## 1. ÚVOD

Vojenské, respektive teroristické útoky nebo náhodné výbuchy mohou způsobit vážné škody na infrastruktuře kolem nás. Tyto extrémní situace mohou zapříčinit kolaps konstrukce ještě před vyčerpáním její návrhové životnosti. Po veřejných budovách jsou mosty nejběžnější infrastrukturou, která se vyskytuje kolem nás. [1]

Přesto, že na civilní konstrukce jako jsou budovy občanského vybavení jsou kladeny poměrně vysoké nároky, mostní konstrukce jsou relativně opomíjené konstrukce. [1]

Neúmyslné výbuchy jsou vysoce nežádoucí. V průmyslu se podnikají kroky pro minimalizaci příčin a dopady zatížení náhodným výbuchem. [3] Prací forenzního inženýra je zjistit, zda výsledná škoda na konstrukci lze přisoudit osobám odpovědným za projekt konstrukce, údržbě nebo jde pouze o nešťastnou náhodu pro konstrukci, která nebyla na enormní zatížení navržena. [1]

Cílem práce bylo provést rešeršní výzkum reálného postupu při forenzním vyšetřování události způsobené náhodným výbuchem. Popis strukturních poškození mostní konstrukce od explozivního zatížení a stanovení příčin nehod na základě využití numerických simulací a inženýrského výpočtu. V návaznosti na předchozí příspěvek z roku 2020, kde byl řešen zjednodušený odhad následků dopadu výbuchu na mostní konstrukci, byl proveden srovnávací výpočet pro ověření metody v praxi a porovnání výsledků.

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

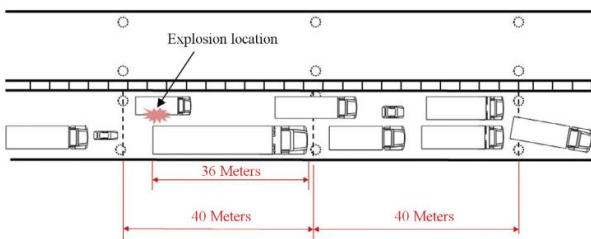


Obrázek 1: Poškozený příčný řez mostu [1]

## 2. POPIS NEHODY

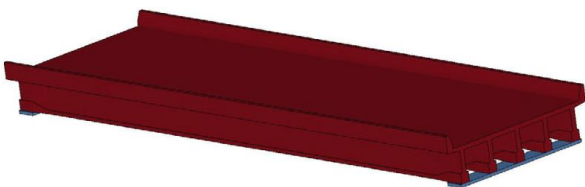
V Číně v blízkosti Hong Kongu počátkem roku 2013 došlo k explozi naloženého kamionu pyrotechnickými materiály pro ohňostroj. Tato nehoda způsobila náhlý kolaps nosné konstrukce. Podle tehdejší zprávy to byl šestý hlavní most, na kterém od července 2011 došlo ke kolapsu konstrukce. [1]

Na Obrázku 1 je vidět poškozený příčný řez mostu složený z předpjatých betonových nosníků sprážených s železobetonovou deskou. Ze zprávy o nehodě je patrné, že k výbuchu došlo ve třetím poli mostu, jak je znázorněno na Obrázku 2. [1]

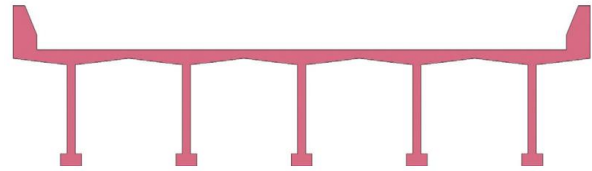


Obrázek 2: Poloha nálože na mostě [1]

Délka rozpětí jednoho pole je 40 m, šířka nosné konstrukce 11 m, nejmenší tloušťka mostovky je 177 mm a největší tloušťka mostovky je 310 mm. Výpočetní model jednoho pole mostu je znázorněn na Obrázku 3. Příčný řez se skládal z 5 nosníků viz Obrázek 4. Po obou krajích mostu byla provedena silniční betonová svodidla pevně spojená s železobetonovou deskou. [1]



Obrázek 3: Model jednoho pole mostu [1]



Obrázek 4: Příčný řez mostu [1]

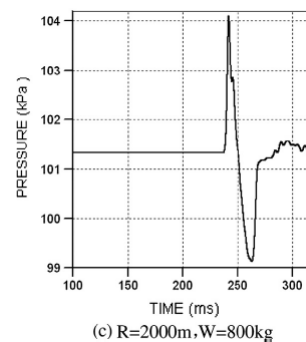
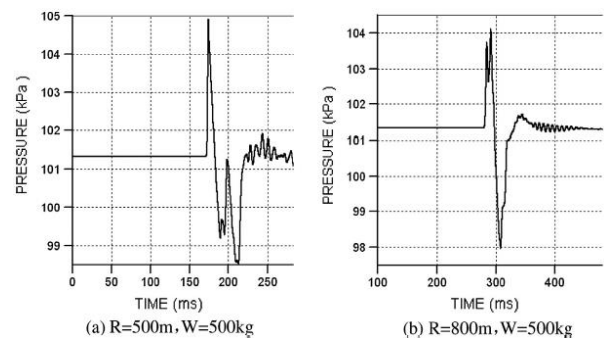
## 3. ROZLIŠOVÁNÍ PŘÍČIN NEHODY

### 3.1. Analýza numerickou situací

Pomocí numerické simulace [2,4] byly reprodukovány 3 typické poškození. Bylo potřeba určit minimální ekvivalentní hmotnost nálože TNT odpovídající poškození na konstrukci. [1]

Prvním předmětem řešení byl motor automobilu o hmotnosti 380 kg odhozený do vzdálenosti 75 m s vypočtenou počáteční rychlostí 35 m/s. Zjednodušením motoru a jeho příslušenství vznikl výpočetní model. Když byla hmotnost TNT větší nebo rovna 500 kg, rychlost letícího motoru odpovídala požadavkům, respektive počáteční rychlosti. [1]

Druhým poškozením bylo poškození skla na stavebních konstrukcích ve vzdálenosti 500 m, 800 m, a 2000 m od epicentra výbuchu. V souladu se znalostí hodnoty kritického přetlaku na čele rázové vlny k rozbití skla lze zjistit nejmenší možný ekvivalent TNT. Dle průběhů křivek na Obrázku 5 byla určena nejmenší ekvivalentní hmotnost TNT k požadovaným účinkům na skleněné tabule jež odpovídala 800 kg. [1]



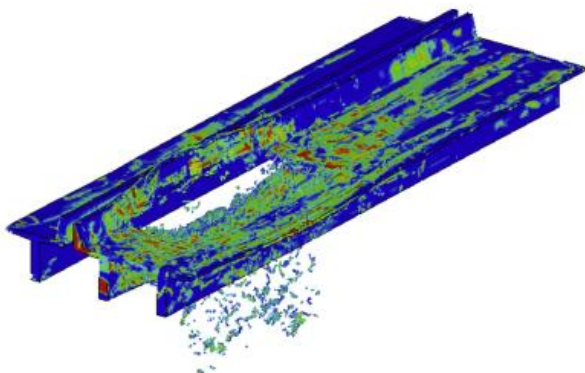
Obrázek 5: Velikost přetlaku na čele rázové vlny pro různé vzdálenosti od epicentra výbuchu [1]

Třetím aspektem poškození bylo vetknuté betonové svodidlo vedlejšího mostu poblíž centra výbuchu, na kterém bylo patrné rozsáhlé porušení na 7 m jeho délky viz Obrázek 6. Rozdrcená byla také velká část mostovky pod havarovaným nákladním vozem. [1]



Obrázek 6: Poškozené vetknuté svodidlo [1]

Byl vytvořen výpočetní model s konečnými prvky, který vypočítal poškození při různých hmotnostech nálože TNT. Z výsledků numerické simulace bylo patrné, že poškození betonového svodidla a mostovky konstrukce odpovídalo výbuchu nálože TNT o hmotnosti 800 kg, jak je patrné z Obrázku 7. [1]



Obrázek 7: Poškození mostu pro nálož  $W_{TNT}=800$  kg [1]

### 3.2. Analýza inženýrským výpočtem

Podle zprávy o nehodě bylo ve spodní části nákladního vozidla nalezeno 350 pytlů potencionální výbušniny. Hmotnost každého pytle byla 20-30 kg. [1]

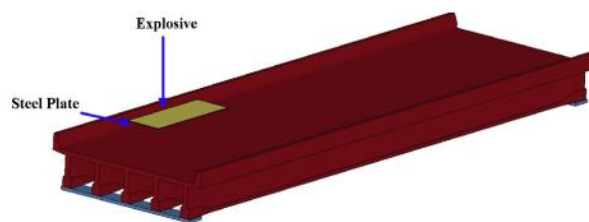
Pravděpodobnou příčinou detonace vozíku je skutečnost, že nákladní vůz jel vysokou rychlostí po dálnici a následně prudce zabrzdil na mostě. Opakované nárazy a prudké zabrzdění způsobily detonaci nálože. [1]

## 4. ANALÝZA PROVEDENÍ MOSTU

Na základě výpočtu ekvivalentní hmotnosti nálože TNT při výbuchu, respektive režimu poškození, byly vyšetřovány příčiny výbuchu. Na základě prověření lze určit, zdali vážné poškození mostu bylo způsobeno vadou návrhu. [1]

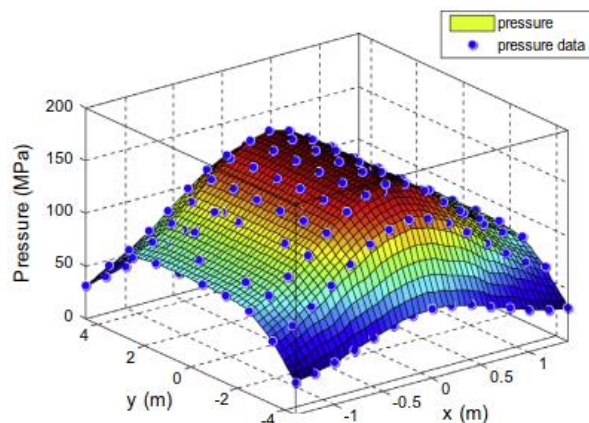
### 4.1. Numerická simulace charakteristiky poškození

Byl sestaven FEM model jednoho pole mostu viz Obrázek 8. Výbušnina byla umístěna 1,2 m nad mostovkou. Explosivní nálož byla rozprostřena v rozměru 7 m x 2,5 m x 0,01 m dle schématu rozložení v nákladním automobilu. Poškození mostovky způsobené konstrukcí automobilu je znázorněno na Obrázku 9, kde rozložení tlaku po mostovku nabývá hodnot od 34 MPa po 165 MPa. Historie tlakového zatížení mostovky pod zatížení výbuchem je znázorněna na Obrázku 10. Doba trvání zátěže byla přibližně 4 ms. [1]



Obrázek 8: FEM model mostu [1]

Podle teorie dynamiky konstrukcí zatížených impulzem, explozivní zatížení vyvoluje smykové poškození, které je v souladu s místem porušení konstrukce. Mostovka utrpěla vážná poškození a oblast přímého stříhu odpovídala místu nehody. [1]

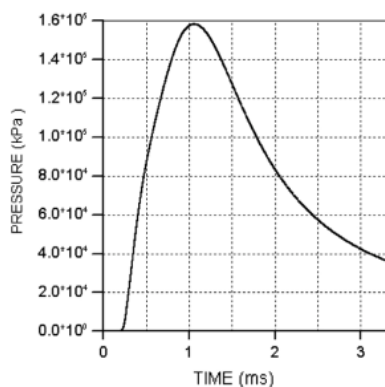


Obrázek 9: Rozložení přetlaku na desce od výbuchu [1]

### 4.2. Úroveň poškození vypočtena inženýrským odhadem

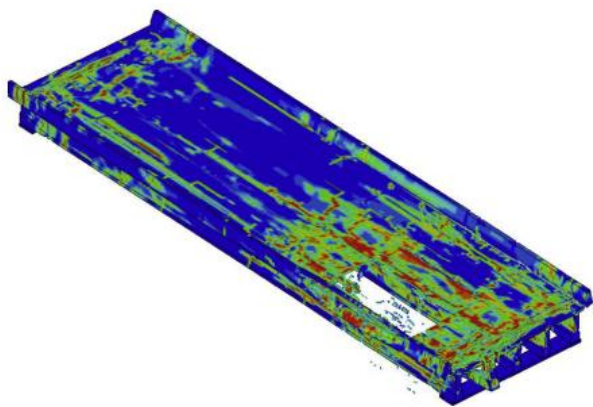
Pokud se specifikuje ekvivalentní nálož TNT na 792 kg, vzdálenost výbuchu na  $r = 1,8$  m – lze na základě manuálu [5] určit velikost maximálního přetlaku na čele rázové vlny, která odpovídá hodnotě  $\Delta p_m = 18,3$  MPa a tlaku na čele rázové vlny při odrazu od konstrukce na  $\Delta p_r = 142$  MPa. [1]

Při takto silném impulzu se nemohl celý most v tak krátkém časovém intervalu přetvořit a tím dissipovat energii způsobenou výbuchem. Na konstrukci došlo k lokálnímu smykovému zatížení. Lokální poškození mostu bylo vypočteno pomocí jediného stupně volnosti a křivky závislosti velikosti tlaku na čase viz Obrázek 10. [1]



Obrázek 10: Křivka závislosti tlaku na čase od zatížení výbuchu na mostovce [1]

Z výsledků poškození získaných numerickou simulací a inženýrským výpočtem lze říct, že poškození mostu byla velice vážná a neslučitelná s odolností mostu viz Obrázek 11. Nehoda proto nebyla způsobena vadou konstrukce. [1]



Obrázek 11: Simulace poškození mostu v dobré kondici od zatížení výbuchem [1]

## 5. ZÁVĚR FORENZNÍHO VYŠETŘOVÁNÍ

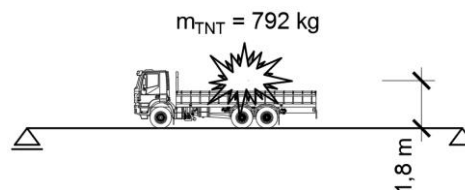
V tomto článku v rámci forenzního vyšetřování místa nehody byla odhadnuta ekvivalentní hmotnost nálože TNT při výbuchu na základě charakteristik poškození. Na základě analýzy z rešeršní části práce byly určeny velikost škod na konstrukci na základě ekvivalentní hmotnosti TNT pomocí inženýrského odhadu a numerické simulace. Bylo vypočteno dynamické zatížení na konstrukci. Výsledky ukazují, že nehoda byla způsobena neúmyslným výbuchem nákladu nákladního vozu nikoli vadou konstrukce mostu. [1]

## 6. POSUDEK ZJEDNODUŠENOU METODOU

### 6.1. Úvod

V návaznosti na autorův předchozí výzkum bylo provedeno ověření výsledků vyjadřující velikost poškození konstrukce pomocí zjednodušené metody pro výpočet odezvy konstrukce na zatížení výbuchem při využití znalosti dynamiky a mezního přetvoření průřezu.

Konstrukce byla zatížena blízkým výbuchem s umístěním zdroje výbuchu v konstantní vzdálenosti 1,8 m nad mostovkou. Schéma sestavy je patrné z Obrázku 12. Zdroj výbušnin byl reprezentován TNT složi. Geometrie mostu byla popsána v rešeršní části příspěvku.



Obrázek 12: Schéma sestavy na mostě

Cílem výpočtu bylo ověření použitelnosti metody při reálné situaci. V rámci tohoto výpočtu budou reprezentovány pouze výsledky z výsledných přetvoření konstrukce.

### 6.2. Analytický výpočet

Cílem výpočtu bylo přijít na odezvu předem dané konstrukce a určit poškození se znalostí specifických charakteristik od výbuchu jako je například přetlak na čele rázové vlny a doba trvání zatížení od exploze.

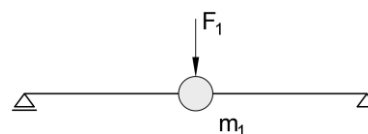
### 6.3. Výpočet zatížení na konstrukci

Referenční výbušninou byla zvolena slož TNT ve vzdálenosti 1,8 m nad povrchem konstrukce mostu o hmotnosti 792 kg. [5]

Vzhledem k tomu, že byla známa hodnota přetlaku na čele rázové vlny, byla eliminována chyba enormního rozptylu hodnot při určování velikosti zatížení za použití empirických rovnic. Maximální přetlak při odrazu odpovídá  $\Delta p_r = 142$  MPa.

### 6.4. Diskretizace zatížení do hmotného bodu

Celá konstrukce byla zjednodušena na 1 hmotný bod se soustředěnou hmotou do středu rozpětí. Bod kmitá pouze v jedné rovině – Single degree of freedom model viz statické schéma na Obrázku 13.



Obrázek 13: Statické schéma

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

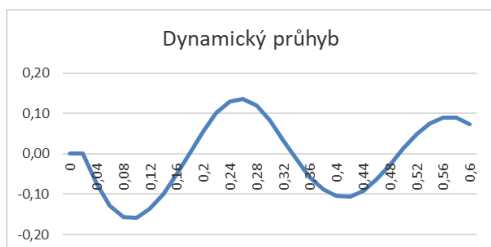
### 6.5. Dynamická analýza

Z podmínek rovnováhy na jednom poli mostu byla získána tuhost vyšetřovaného prvku.

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

Dosažením do rovnice metody centrálních diferencí se získala pro každý jednotlivý časový krok výchylka hmotného bodu (HB) v čase viz graf na Obrázku 14.

Tímto způsobem se odvodil maximální dynamický průhyb konstrukce od zatížení výbuchem s aplikací impulsu jako zatížení odpovídající hodnotě  $w_{dynamic} = 158 \text{ mm}$ .

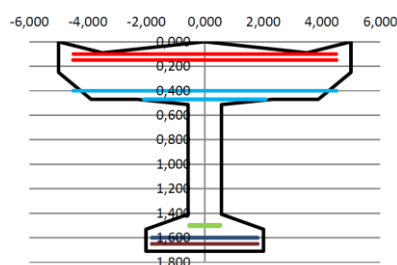


Obrázek 14: Dynamický výkmit HB

## 6.6. Plastická analýza

Průhyby konstrukce od výbuchu se pohybují řádově ve vyšších číslech než běžné průhyby od statického zatížení. Nehledě na fakt, že konstrukce musí odolat enormnímu přetvoření během velmi krátkého časového úseku pohybujícího se v hodnotách milisekund. Proto pro posouzení konstrukce byla zvolena analýza pomocí mezního přetvoření.

V první řadě se idealizoval příčný řez nosného systému mostu viz Obrázek 15. Definováním jednotlivých poloh řad předpínací výztuže, respektive betonářské výztuže se získala představa o konkrétním přetvoření v každé výztuži.



Obrázek 15: Schéma idealizovaného průřezu

### 6.6.1. Určení polohy neutrální osy

Poloha neutrální osy nepoškozeného průřezu byla odvozena pomocí výpočtu rovnováhy sil na průřezu. Výpočet 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.

Rozšířením původního algoritmu o další iteraci se dopočetlo maximální pootočení při maximálním průhybu od zatížení výbuchem 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. Výsledkem je rotační kapacita průřezu před kolapsem.

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

### 6.6.2. Přetvoření konstrukce od výbuchu

Pomocí výpočtu mezního přetvoření nosníku bylo vypočteno mezní pootočení průřezu při porušení. Maximální hodnota odpovídá průhybu nosníku  $w_{critic} = 122 \text{ mm}$ .

Kritickým materiálem v posudku byla předpínací výztuž, kde díky enormnímu průhybu na nosníku dochází k přesáhnutí meze pevnosti předpínacího lana a k následnému kolapsu konstrukce bez zjevného varování konstrukce předem.

## 7. ZÁVĚR

Práce byla rozdělena na rešeršní a výpočetní část. Rešeršní část sloužila k pochopení zpětného získávání informací z ohledání exponovaného místa zasaženého explozí, které jsou důležité pro výpočetní analýzu.

Výpočetní část práce zkoumala použitelnost zjednodušené metody pro analýzu konstrukce bez složitých výpočetních operací. S předpokladem, že se jedná o odhad pomocí zjednodušené metody se prokázalo na modelu o jednom stupni volnosti (SDOF) použití metody pro získání kritického průhybu na konstrukci vyvolaného výbuchem bez speciálních úprav tuhosti konstrukce. Kombinace metody centrálních diferencí, analýzy průřezu pomocí metody rotačních kapacit a metody mezního přetvoření je dostatečná 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.

Podle výsledku výpočtu dynamického chování mostní konstrukce, byl posouzen maximální dynamický výkmit vyvolaný explozí na mostní konstrukci v závislosti na skutečně použité hmotnosti nálože a vzdálenosti nálože od mostovky dle události v Číně 2013.

Přesto pro úplnou verifikaci zjednodušené metody je potřeba provést desítky takovýchto výpočtů, aby bylo možné výpočet optimalizovat a určit jeho okrajové podmínky v běžné praxi.

## PODĚKOVÁNÍ

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

## Reference

- [1] W. Wang, R.C. Liu, B. Wu, Analysis of a bridge collapsed by an accidental blast loads, Eng. Fail. Anal. 36 (2014) 353–361.
- [2] AUTODYN. Theory Manual. Century Dynamics; 2006.
- [3] Sorensen A, McGill WL. What to look for in the aftermath of an explosion? A review of blast scene damage observables. Eng Fail Anal 2011;18(3):836–45.
- [4] LS-DYNA. Version 971 Manual: Livermore Software Technology Corporation (LSTC), Livermore (CA, USA); 2007.
- [5] TM5-855-1: Fundamental of Protective Design for Conventional Weapons: US Department of the Army, Technical Manual; 1986.



# BRIDGE FIRE HAZARD: AN OVERVIEW

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 prezentuje současný stav poznání v oblastech týkajících se požárů mostních konstrukcí. Jsou popsány nedávné požární incidenty, které vyústily ve vážné narušení nebo úplný kolaps mostní konstrukce. Jsou uvedeny nejnovější vědecké publikace týkající se požárního rizika na mostních konstrukcích v oblasti rizikového inženýrství, návrhu konstrukcí za požáru, požární ochrany a analýzy konstrukcí po požáru. Přístupy k modelování požáru pro účely návrhu konstrukcí za požáru a ochranné prvky určené pro zmírnění případného požáru na mostech jsou uvedeny následovně. Možný budoucí výzkum vyplývající z obsáhlé rešerše literatury je uveden na závěr.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Požární riziko • dopravní infrastruktura • mosty • návrh konstrukcí za požáru • ochranná opatření

## ABSTRACT

The following paper presents the current state of specific topics related to fire incidents on bridges. It also describes recent fire-induced damages of bridges. The paper analyses the latest research related to fire hazard on bridges - presented in the field of risk engineering, structural fire engineering, fire protection engineering, and forensic engineering. Approaches to fire modelling, as a part of structural fire engineering, are described in the following section. Protective measures, which can be applied in order to mitigate the fire impacts on bridges are discussed as follows. At last, it suggests possibilities for future research, based on the literature review.

## KEYWORDS

Fire hazard • transportation infrastructure • bridges • structural fire design • mitigation strategies

## 1. INTRODUCTION

There is almost three times as much fire-induced collapses of bridges as of those induced by earthquake (Garlock et al. 2012, Naser & Kodur 2015). Bridge disruption in general brings huge economical and social impacts to the state. The economical burden not only is formed by the direct losses stemming from the replacement of a part or the whole structure of the bridge. Huge part is also formed by indirect losses caused by the inability to use the bridge, as an element spanning across usually not simply crossed area. The social burden comes along with the overall organisational activities

addressing the system dysfunction, such as detouring the traffic, which can affect the transport quality in the region. In case the impacted bridge is considered to be a part of critical infrastructure of the state, disruption of one element can potentially have diverse impacts - other than economical - to different elements forming part of the critical infrastructure (Eid et al. 2017).

## 2. IT IS REALLY HAPPENING

According to the data gathered in a survey in 2008 from Department of Transport offices in 18 US states regarding bridge failures, there is almost 3 times fire-induced bridge failures than failures induced by earthquake. The data assembled during the years 1990 - 2005 revealed that out of 1746 bridge failures 52 was due to fire, 19 due to earthquake (Garlock et al. 2012, Naser & Kodur 2015). According to (Kim et al. 2016) annually there is in average 8 cases of bridge collapse due to fire in South Korea. Another interesting set of data is provided in (Proske 2018), where a cause-proportional collapse rate is given. For bridges over water fire-induced collapse occurs in 1.97 %, for earthquake in 0.49 % of cases, whereas for bridges over roadways and railways it reaches to 6.90 %, for earthquake 2.30 %.

This information is especially concerning taken into the account the fact, that there are essentially no provisions related to the structural fire design, whereas for the structural design concerning earthquake there are. Also, the statistical data do not provide information about damages caused by fire, which can eventually lead to direct replacing of the whole or part of the structure.

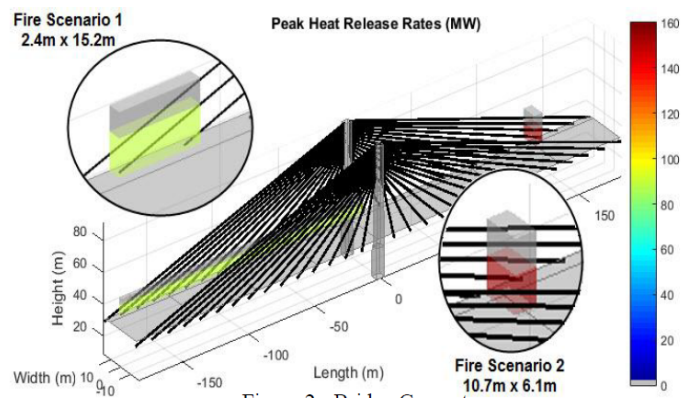


Figure 1: Proposed model of fire scenario for evaluation of the structural response of the bridge to fire (Quiel, Yokoyama, Mueller, Bregman & Marjanishvili 2015).

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

In recent years there has been number of notable fire-related accidents on bridges with often severe consequences leading to extensive damage or total collapse. The most recent notable bridge fire occurred in Atlanta on bridge consisting part of interstate route 85 in March 2017 (see Fig 2), serving over 200.000 cars a day. The bridge was composed of 10 pre-stressed concrete girders which were placed on three RC piers. The fire was induced by arson which set alight large PVC pipes stored under the bridge. The temperatures quickly reached 900 - 1100 °C as reported by Department of Transportation, Georgia. After 30 minutes of fire a 30.3-m-long span collapsed damaging adjacent piers and spans. (Kodur & Naser 2021b)

The post-fire investigation revealed spalling on the piers and on the girders both which collapsed and the adjacent ones. The loses were estimated to be \$ 10 million and it took few weeks to replace the structure. The post-fire damage is shown in Fig. 3 (Kodur & Naser 2021b).

Another example of fire which resulted in a complete collapse of the structure of the bridge was incident happening on I-80/880 interchange in Oakland, CA, USA in 2008, also being referred to as MacArthur Maze. The deck of the bridge was a composite, comprised from reinforced concrete slabs and six welded plate girders placed onto reinforced concrete columns. A gasoline tanker crashed and overturned, resulting in a spill of 32 m<sup>3</sup> of gasoline under the I-580 bridge. Collapse of two spans occurred 22 minutes into the ignition of the fire (see Fig 4). The loses were estimated to \$9 million with assumed indirect economic losses \$6 million a day. It took 26 days to reopen the bridge to the traffic (Garlock et al. 2012).

### 3. EXTENT OF DAMAGE

The events of fire occurring on the bridge or in its vicinity does not necessarily lead to the complete collapse of the structure. It can, however cause minor or major damage and influence the traffic and overall functioning of the bridge. The extent of damage caused to the bridge is influenced by both aspects related to the structure of the bridge and aspects related to the fire itself.

An analysis of the influence of these aspects to the extent of fire-induced damage on bridges was conducted by (Peris-Sayol et al. 2017). A data was collected from 154 cases of past bridge fires. Information about aspects considering the bridge characteristics and origin of fire were assembled and sensitivity analysis conducted to assess the influence of the aspects to the total damage of the bridge. Five bridge damage levels were considered varying between superficial damage and complete collapse of the structure. Bridge-related aspects included bridge site, deck material, structural system and bridge span and width. Fire-related aspects included the origin of fire, in case of burning truck or storage a fuel type and its characteristics were considered together with its position towards the bridge. It concludes that most severe damages are caused by tanker trucks, where gasoline has caused more damages than diesel - the question however is what is the proportion of gasoline to diesel transportation.

When it comes to location of the fire source, it compares the damage severity with regards to the position of the tanker truck. It concludes that the accidents with burning tanker truck directly under the bridge or on the top of the bridge with a significant fuel spillage under the deck cause significantly higher damage levels than to those cases when the trucks are ignited on the top of the deck.

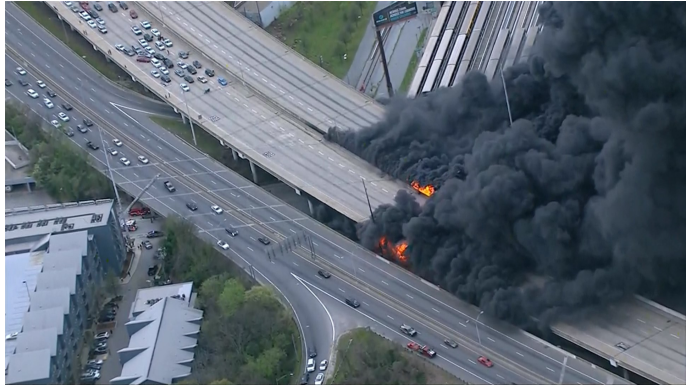


Figure 2: Fire underneath I-85 bridge in GA, USA in 2017. The fire was induced by arson of PVC pipes storage under the bridge. This led to collapse of one span (Johnson 2017).



Figure 3: Post-fire damage at I-85 bridge in GA, USA in 2017. Collapsed girders and spalling of the concrete layer of the piers are visible (Kodur & Naser 2021b).



Figure 4: Collapse of I-580 bridge in CA, USA in 2008 as a result of gasoline tanker crash and consequent spillover of the highly flammable liquid (Quiel, Yokoyama, Bregman, Mueller & Marjanishvili 2015). Photo taken from (Jennings & Winton 2011).

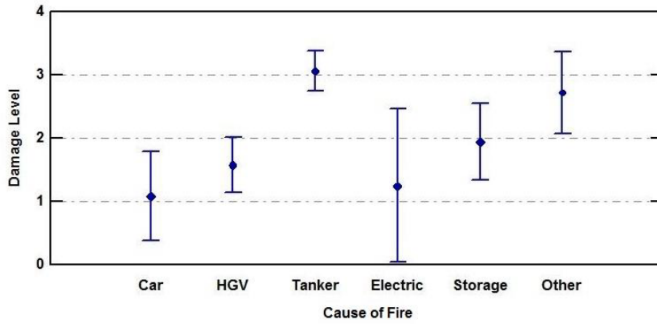


Figure 5: Relation of fire source and the damage level induced by the fire. It shows that the most severe damage is caused by tankers carrying different types of flammable liquids which usually have high calorific content, such as gasoline or diesel (Peris-Sayol et al. 2017).

In paper (Kodur & Naser 2021a) dependencies of significant features related to the bridge, fire and traffic to the fire risk of the bridge were analysed using machine learning tools. It works on basis of analysing data from previous incidents and determining the key features of the general population of bridges which failed under the fire incident. The key features are compared to those of studied bridge - which helps to identify endangered bridges and determine possible events which may lead to damage or failure of the structure. It also shows the possibility to train the machine learning tool to account for the dependencies among the key features influencing the bridge vulnerability towards the fire hazard.

#### 4. RELATED CODES, STANDARDS AND PROVISIONS

Generally, the process of determining the structural fire response can be understood as a sequence of 3 separate steps, as given in EN 1990 (BSI 2010).

1. Fire scenario shall be based either by taking into account nominal fire exposure or modelled fire exposure by performance-based approach.
2. Analysis of heat transfer within the structural element with regard to boundary conditions - simply how the heat transfer is considered and implemented.
3. Analysis of mechanical behaviour of structural members at elevated temperature.

The structural fire design of bridges is not covered by Eurocodes. In Designer's Guide to Eurocode 1: Actions on Bridges (Calgaro et al. 2010) is specifically stated:

"The structural fire design of bridges is not dealt with in this Designers' Guide. This type of design situation is normally not covered by the Eurocodes, even though the consequences of accidental exposure of bridges to fire actions (e.g. lorries burning over or below a bridge deck) are increasingly taken into account for the design of important and monumental bridges. However, the fire Parts of Eurocodes may be used as guidance for the type of problem under consideration."

In other words, standardised curves - hydrocarbon curve and modified hydrocarbon curve - can be implemented, however no specific guidance on how the fire hazard should be taken into account is provided. Also, fire load that bridges should withstand, way of protecting existing structures against extreme fires and post-fire damage evaluation are not incorporated.

Furthermore there is no decay phase of the standardized curves, which does not correspond to the realistic scenario. Both above mentioned curves are plotted in Fig.6 using in-house software FMC <3 (Benýšek & Štefan 2015–2018).

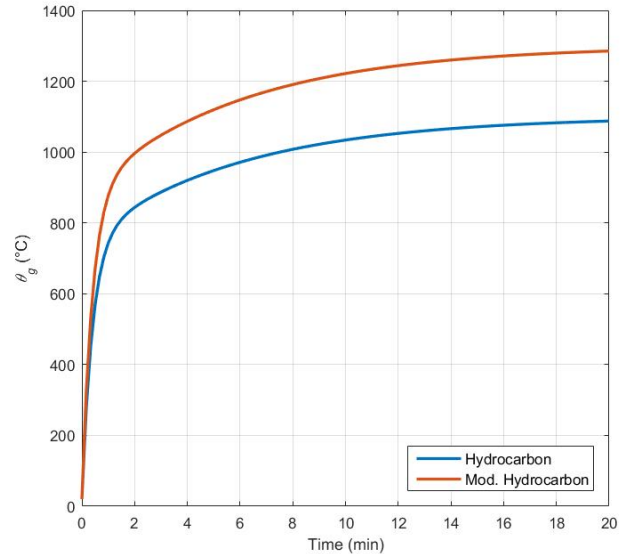


Figure 6: Hydrocarbon curve and modified hydrocarbon curve as representatives of code-given fire models, which can be applied for structural design of bridges. Plotted from in-house software FMC (Benýšek & Štefan 2015–2018).

Taken into account American provisions related to fire hazard on bridges, NFPA 502 (NFPA 2017) provides general fire protection requirements for bridges and elevated highways with length larger than 300 m. The measures include protection of structural elements - protecting critical structural members in a way that high-temperature exposure does not lead to a dangerous weakening or complete collapse of the bridge and in the case of suspension and truss bridges a risk analysis with possible fire scenarios should be incorporated. Incident detection should be incorporated for larger structures including manual fire alarm boxes and CCTV systems for situation monitoring as well as traffic control. Provisions on active fire facilities, such hydrants and extinguishers, together with recommendations on drainage system design are included. Lastly, provisions related to hazardous locations together with control of hazardous materials are given. However, specific guidance for structural designers on the fire consideration is missing.

#### 5. RESEARCH

After a series of accidents having led to extensive damage or total collapse of the structure and a very little guidance in related codes on how to take into account the fire incident in the structural design, number of research papers has arisen in the past decade. The papers are addressing the broad topic of fire-related incidents on bridges and can be grouped into 4 groups addressing main engineering approaches dealing with the bridge fire hazard.

##### A. Risk engineering

It identifies the critical structures related to a high risk of fire. (Kodur & Naser 2013) developed an approach for assessing bridges

prone to a high risk of fire hazard to develop relevant design or protection strategies. This approach determines risk grade of the bridge using weighted factors based on the different features of a bridge grouped into categories related to geometrical properties and design features, likelihood of fire occurrence, traffic demand, economic impact the disruption shall have and expected fire losses.

Simplified risk assessment procedure is included in (Kim et al. 2016) to determine the extent of risk stemming from fire hazard. In (Wang et al. 2018) a mechanism model for risk assessment of bridge fire incident is presented. It evaluates the bridge vulnerability to determine the need of implementing countermeasures.

### B. Structural fire engineering

A number of papers is concerned with modelling fires and their influence to the structure of hypothetical bridge or conducting a case study of a past event. As the fire modelling approach is the concern of this paper, author collects structural-fire bridge studies according to the fire model.

*Standardized methods* put forward in Eurocodes for bridge design, a hydrocarbon fire curve, is used as an fire modelling approach in number of papers given in (Quiel, Yokoyama, Bregman, Mueller & Marjanishvili 2015, Table 1). *Computational Fluid Dynamics modelling* was also incorporated by a number of papers to assess the fire outcomes. *Performance-based modelling* addresses the determination of the development of a specific fire scenario. Most notable is work is that of (Quiel, Yokoyama, Bregman, Mueller & Marjanishvili 2015) where a new design framework is proposed, considering a fuel spillover as a source of the fire ignition. The framework which addresses the fire model and its transport to the analysed structural member is shown in Fig 7 and is taken from the mentioned paper. The streamlined design framework for evaluation bridge's response to fire is proposed. It consists of 4 basic steps. 1. Calculating the fire characteristics and geometry, 2. calculating heat transfer from the fire to structural member, 3. calculating the temperature conduction within the structural member, 4. calculating the mechanical response of the structural element. It was then applied for evaluation of the collapse of MacArthur Maze discussed above.

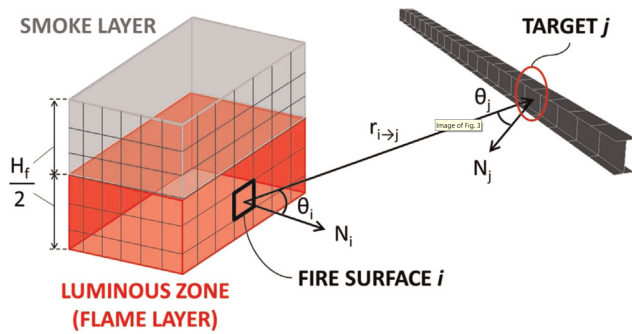


Figure 7: Proposed model of fire for the use of evaluation of bridge structure exposed to fire (Quiel, Yokoyama, Bregman, Mueller & Marjanishvili 2015).

Another application of this framework on cable-stayed bridge is shown at the beginning of this paper, in Fig. 1.

Validation of both simplified and advanced numerical models of bridge fire scenarios is included in (Alos Moya 2018) by conducting a series of measurements on experimental reduced-scale bridge.

### C. Fire protection engineering

To reduce the vulnerability of bridges towards the fire hazard,

following measures can be implemented (Wang et al. 2018, Kim et al. 2020, Park et al. 2018):

- Implementing active fire protection, such as fire protection paint or insulation, to the key structural elements.
- Implementing detecting and firefighting facilities.
- Incorporating physical barriers protecting vulnerable structural elements.
- Restricting transport of potentially dangerous cargo - such as fuels, flammable chemicals and other highly flammable and calorific-dense materials.

Furthermore, (Park et al. 2018) introduces strategies to address the materials stored under bridges.

### D. Forensic engineering

It comes up with a post-fire analysis of the structure to provide a considerable information for making decision about the scope of repairs or complete shut down of the structure. Possible post-fire assessment and repair strategies used in case studies for concrete, pre-stressed concrete and steel are summarized in (Quiel, Yokoyama, Mueller, Bregman & Marjanishvili 2015).

## 6. FUTURE RESEARCH

Future research topics are based on gaps detected in the literature review and are suggested following.

**Development of probability-based framework related to structural analysis.** Due to high level of uncertainties connected to determination of fire performance of a structure, probabilistic frameworks are coming to the forefront to estimate probability of failure of a structure. The quantification of the structure's resistance to fire hazard is in principle coupling the probability of occurrence of a structural damage with probability of occurrence of fire. These critical states can be defined with the underlying physics principles of the given fire scenario.

**Development of multi-physics analysis framework.** That is coupling fire modelling, heat transfer to the structure and the thermo-mechanical analysis. The analysis can be based on work of (Choi et al. 2010) where each of the steps is conducted separately.

**Taking into account the current state of the structure in thermo-mechanical analysis.** The influence of chemical and physical degradation of the structure and material could be taken into account while conducting analysis of the bridge's response to fire.

**Development of overall fire management system.** That could consist of:

1. Designating key bridges / in other words structures of bridges which are forming part of critical infrastructure of the state (Setola et al. 2016). Importance factor (Kodur & Naser 2013) can be incorporated to assess the criticality of such a structure, or other approaches, such as in (FEMA 2003) can be used for the evaluation.
2. Developing realistic worst possible fire scenarios specific for the bridge site.
3. Developing or optimization of the emergency response plan with close cooperation with local firefighters' department.
4. Conducting regular drills of the emergency response plan.

**Incorporation of active fire safety features.** Those can include automatic recognition of elevated temperature which could be coupled with an announcement system connected to the firefighter department.

## 7. CONCLUSION

In order to maintain the level of safety of the state, it is essential to evaluate the criticality of key bridge structures and the potential impacts should the disruption due to fire occur. Raising interest among the scientific field aiming at understanding the fire development including its cause, the way the fire influences the structure of the bridge and ways to overcome often severe consequences of the incident is included. The consequences of fire can be addressed both by preventive and reactive measures. This paper is providing an overall overview of the fire hazard related to bridge structures and is raising an awareness of the possible impact the occurrence should have to the state and its protected interests. It emphasized the need of development of a consistent approach by coupling current research with the state authorities for providing a comprehensive level of safety of its protected interests.

## ACKNOWLEDGEMENTS

This work was supported by the Grant Agency of the Czech Technical University in Prague, grant No. SGS21/040/OHK1/1T/11.

## References

- Alos Moya, J. (2018), 'Valencia bridge fire tests: Validation of simplified and advanced numerical approaches to model bridge fire scenarios', *Advances in Engineering Software* **128**, 55–68.
- Benýšek, M. & Štefan, R. (2015–2018), 'FMC – Fire Models Calculator', CTU in Prague.
- BSI (2010), *Eurocode - Basis of structural design*, BSI.
- Calgaro, J., Tschumi, M. & Gulvanessian, H. (2010), *Designer's Guide to Eurocode 1: Actions on Bridges : EN 1991-2, EN 1991-1-1, -1-3 to -1-7 and EN 1990 Annex A2*, Designers' guides to the eurocodes, Thomas Telford.
- Choi, J., Kim, H. & Haj-Ali, R. (2010), 'Integrated fire dynamics and thermomechanical modeling framework for steel-concrete composite structures', *Steel and Composite Structures* **10**.
- Eid, M., Theoharidou, M., Di Pietro, A., Liberto, C., Flourentzou, N., Kyriakides, E., Pothof, I., Valenti, G., Tofani, A., D'Agostino, G., Marti, J., Huiskamp, W., van den Berg, T., Choraś, M., Kozik, R., Fliżkowski, A., Hołubowicz, W., Renk, R., Voogd, J. & Burzel, A. (2017), *Managing the Complexity of Critical Infrastructures - A Modelling and Simulation Approach*, Vol. 90.
- FEMA (2003), *Reference Manual to Mitigate Potential Terrorist Attacks Against Buildings: Providing Protection to People and Building*, Risk management series, FEMA.
- Garlock, M., Paya-Zaforteza, I., Kodur, V. & Gu, L. (2012), 'Fire hazard in bridges: Review, assessment and repair strategies', *Engineering Structures* **35**, 89–98.
- Jennings, A. & Winton, R. (2011), 'Freeway explosion: Tanker truck fire may close 60 for days'.  
**URL:** <https://latimesblogs.latimes.com/lanow/2011/12/tanker-truck-explosion-60-freeway-could-be-closed-for-days.html>
- Johnson, A. (2017), 'Bridge collapses in atlanta freeway fire during rush hour'.  
**URL:** <https://www.nbcnews.com/news/us-news/bridge-collapses-atlanta-freeway-fire-during-rush-hour-n740871>
- Kim, M., Kim, K., Yun, J. & Kim, M. K. (2020), 'Fire risk assessment of cable bridges for installation of firefighting facilities', *Fire Safety Journal* **115**, 103146.
- Kim, W., Jeoung, C., Gil, H., Lee, I., Yun, S.-H. & Moon, D.-Y. (2016), 'Fire risk assessment for highway bridges in south korea', *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* **2551**, 137–145.
- Kodur, V. & Naser, M. (2013), An approach for evaluating vulnerability of bridges against fire hazard.
- Kodur, V. & Naser, M. (2021a), 'Classifying bridges for the risk of fire hazard via competitive machine learning', *Advances in Bridge Engineering* **2**.
- Kodur, V. & Naser, M. Z. (2021b), 'Fire hazard in transportation infrastructure: Review, assessment, and mitigation strategies', *Frontiers of Structural and Civil Engineering (FSCE)*.
- Naser, M. & Kodur, V. (2015), 'A probabilistic assessment for classification of bridges against fire hazard', *Fire Safety Journal* **76**.
- NFPA (2017), *NFPA 502: Standard for Road Tunnels, Bridges, and Other Limited Access Highways*, NFPA.
- Park, J., Cho, Y. & Shim, J. (2018), Resilient fire prevention and management strategies for structures and materials stored under urban bridges.
- Peris-Sayol, G., Paya-Zaforteza, I., Balasch-Parisi, S. & Alós-Moya, J. (2017), 'Detailed analysis of the causes of bridge fires and their associated damage levels', *Journal of Performance of Constructed Facilities* **31**(3).
- Proske, D. (2018), *Bridge Collapse Frequencies versus Failure Probabilities*, Risk Engineering, Springer International Publishing.
- Quiel, S. E., Yokoyama, T., Bregman, L. S., Mueller, K. A. & Marjanishvili, S. M. (2015), 'A streamlined framework for calculating the response of steel-supported bridges to open-air tanker truck fires', *Fire Safety Journal* **73**, 63–75.
- Quiel, S. E., Yokoyama, T., Mueller, K. A., Bregman, L. S. & Marjanishvili, S. M. (2015), Mitigating the effects of a tanker truck fire on a cable-stayed bridge, pp. 1002–1012.
- Setola, R., Rosato, V., Kyriakides, E. & Rome, E. (2016), *Managing the complexity of critical infrastructures: a modelling and simulation approach*, Springer Open.
- Wang, X., Wang, C. & Fang, H. (2018), Risk assessment of bridge fire based on the theory of vulnerability, in 'Proceedings of the 2018 7th International Conference on Energy, Environment and Sustainable Development (ICEESD 2018)', Atlantis Press, pp. 1482–1489.

# ANALÝZA VLIVU NÁHLÉ ZMĚNY GEOMETRIE NA NAPJATOST KROUCENÉHO ŽELEZOBETONOVÉHO PRVKU

Jan Kubát, \*

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

## ABSTRAKT

Železobetonové konstrukční prvky jsou nejčastěji namáhané ohybem a smykem, případně normálovou silou. Proto byla těmto typům namáhání historicky věnována největší pozornost. Často je ale zcela opomíjena skutečnost, že v mnoha případech dochází k nezanedbatelnému namáhání kroucením. V současnosti se tomuto typu namáhání věnuje jen malé množství výzkumných týmů ve světě a výsledky z nedávných let naznačují možné nedostatky současných návrhových postupů, které jsou zakotveny v platných a využívaných normách.

Předložený článek je speciálně zaměřen na problematiku prvků s náhlou změnou geometrie vystavených účinkům kroucení. Hlavní náplní článku je popis numerické analýzy vybraných problémů v programu ATENA Science. Vliv náhlé změny průřezu je porovnán s referenčními modely, hlavními sledovanými veličinami jsou moment na vzniku trhliny a moment na vzniku dosažení meze kluzu oceli.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Změna průřezu • Kroucení • Železobeton • Metoda konečných prvků • Nelineární analýza

## ABSTRACT

Steel reinforced concrete structural elements are most often subjected to bending and shear, or normal force. Therefore, historically, the most attention has been given to these types of loading. However, the fact that in many cases there is also a considerable torque of reinforced concrete elements is often completely neglected. Only small number of research teams in the worldwide deals with this type of stress, and results of recent years show significant shortcomings of the current design practices, which are enshrined in the current design standards.

Presented paper is focused mainly on the issue of elements with sudden change in cross-section stressed by torque. The main part of the paper is then focused on nonlinear numerical analysis of elements with sudden change in cross-section stressed by torque, in the program ATENA Science. The effect of a sudden change in cross-section is compared with the reference models and the main monitored variables

are torsional load bearing capacity when the first crack occur and the torsional load bearing capacity when the yield strength of the reinforcement is reached.

## KEYWORDS

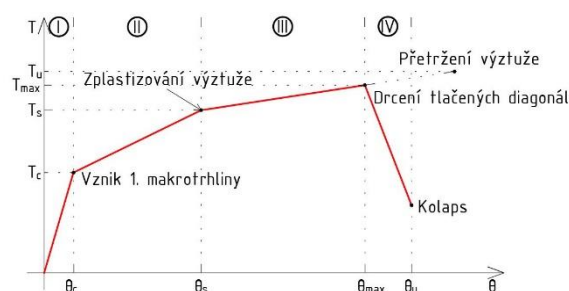
Change in Cross-section • Torsion • Reinforced Concrete • Finite Elements Method • Nonlinear Analysis

## 1. ÚVOD

Kroucení je jedním ze základních typů namáhání, kterému je v současné době věnována ta nejmenší pozornost. Většina výzkumu týkající se betonových konstrukcí je věnována přesnějšímu popisu reologických změn betonu, či vyztužování nebo zesilování betonových konstrukcí pomocí nových materiálů na bázi uhlíkových kompozitů. Navrhováním kroucených železobetonových se zabývá jen malé množství výzkumných týmů, které stále často vychází z experimentů provedených v 70. letech 20. století (např. Hsu 1968, Leonhard 1974)

Tento článek je věnován problematice náhlé změny geometrie po délce průřezu, ke které se autor dostal v rámci řešení individuálních projektů během studia, kde se ukázalo že při nelineárním výpočtu byla únosnost mnohem nižší než jaká byla předpokládána normovým výpočtem.

V rámci řešení je uvažováno pouze volné kroucení prutů, přestože by uvážení vlivu vázaného kroucení článek obohatilo a rozšířilo. Takový článek by byl příliš rozsáhlý a nebyl by prostor pro všechny aspekty.



Obrázek 1 – Ideální pracovní diagram krouceného železobetonového prvku,

\* Školitel: doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.

## 2. ANALÝZA VYBRANÝCH PROBLÉMŮ

### 2.1. Přijaté předpoklady

S přihlédnutím na množství parametrů ovlivňující únosnost prvku, bylo přijato několik zjednodušujících předpokladů. Není-li uvedeno jinak, jsou uvažovány následující předpoklady:

- Prvek je namáhán pouze jedním typem namáhání – kroucení, průběh kroučícího momentu je po délce prvku konstantní
- Materiály a vyztužení prvků bylo navrženo v souladu s aktuálními požadavky uvedenými v ČSN EN 1992-1-1.

### 2.2. Komentář k výsledkům

Následující výsledky jsou prezentovány formou pracovního diagramu, který vyjadřuje závislost působícího kroučícího momentu na poměrném zkroucení. Poměrné zkroucení je uvažováno jako průměrné stanovené pomocí vztahu:

$$\theta = \frac{\varphi_x}{L} \quad (1)$$

kde  $\varphi_x$  je podélné pootočení na konci prvku  
 $L$  délka prvku.

Relativní zkroucení v místě vzniku trhliny může být lokálně mnohem vyšší.

### 2.3. Materiálové charakteristiky

Pro všechny modely jsou uvažovány návrhové hodnoty materiálových vlastností dle ČSN EN 1992-1-1. Pro stanovení vhodnosti překládaného řešení je stanoven stupeň bezpečnosti na základě předpokládaného zatížení v okamžiku porušení dle normového výpočtu v poměru s hodnotou získanou řešením numerických modelů.

#### 2.3.1. Beton

Materiálové charakteristiky betonu odpovídají třídě betonu C40/50 v návrhových hodnotách. Modul pružnosti byl zadán hodnotou 35 GPa, tahová pevnost betonu 1,667 MPa, tlaková pevnost 26,667 MPa. Lomová energie stanovená na základě tahové pevnosti hodnotou 41,7 N/m. Rotace trhlín nebyla umožněna.

#### 2.3.2. Výztuž

Výztuž použitá ve všech výpočetních modelech odpovídá třídě B 500B, které je předepsán bi-lineární pracovní diagram. Uvažovaná mez kluzu výztuže je 434,78 MPa, mez pevnosti výztužných prutů je 465,93 MPa

### 2.4. Výpočetní model

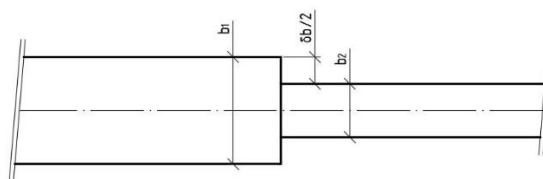
Analýza byla provedena pro čtyři dvojice modelů, se čtvercovým průřezem. První z každé dvojice modelů představuje prvek oslabený náhlou změnou geometrie, druhý model představuje referenční model který má po celé délce

menší z dvojice průřezů. K omezení počtu parametrů ovlivňujících výpočet průřezu sdílely těžišťovou osu, na které se nacházel i střed smyku. Hodnotící parametr rozlišující jednotlivé dvojice modelů byl průřezový modul ve volném kroucení, který byl stanoven na základě vztahu (2) odvozeného na základě Timoshenko 1951.

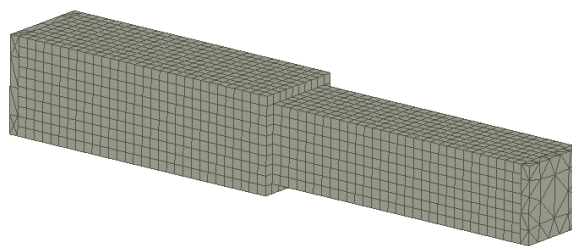
$$W_t = \frac{\pi^2}{24} b^2 h \frac{1 - \frac{192b}{\pi^5 h} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^5} \tanh\left(\frac{n\pi h}{2b}\right)}{\sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^2} \left[ 1 - \frac{1}{\cosh\left(\frac{n\pi h}{2b}\right)} \right]}, \quad (2)$$

Dosažením  $b = h$  do (2) lze vztah zjednodušit a přibližně stanovit hodnotu jako

$$W_t \cong 0,2082b^3 \quad (3)$$



Obrázek 2 – Schéma průřezů



Obrázek 3 – Axonometrie výpočetního modelu

Tabulka 1: Geometrie zkoumaných modelů

ozn.	b <sub>1</sub>	b <sub>2</sub>	δb/2	W <sub>t,2</sub> /W <sub>t,1</sub>
	[mm]	[mm]	[mm]	[%]
1	500	480	10	88,5
2	500	440	30	68,1
3	500	420	40	59,3
4	500	400	50	51,2

Na závěr analýzy byl na poslední dvojici modelů zkoumán vliv náběhů. Náběhy byly ve svém řezu tvaru rovnoramenného pravoúhlého trojúhelníku. V prvním případě toto rameno mělo délku 25 mm a představovalo polovinu z rozdílu průřezů, v případě druhém 50 mm, což odpovídá pokrytí celé změny geometrie.

### 2.5. Vyztužení

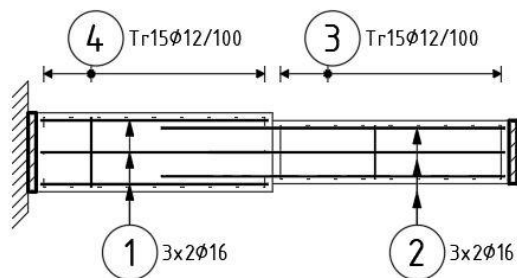
Veškeré modely jsou vyztuženy pomocí výztuže B 500B, jednotlivé vyztužné pruty jsou modelovány diskretně ve skutečné pozici, jakou by v průřezu zaujímal. Z charakteru studie nebylo vyztužení navrženo na přenesení konkrétního zatížení, ale bylo navrženo, aby přeneslo moment vyšší než je

moment na vzniku trhliny. Únosnost vyztuženého průřezu byla stanovena podle normového vztahu pro stanovení mezního stavu únosnosti krouceného prvku dle (4)

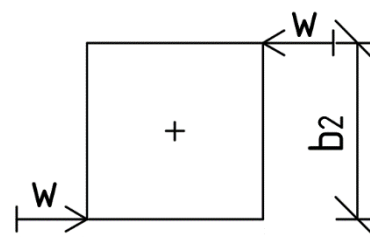
$$T_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_l} \cdot 2 \cdot A_k \cdot f_{yd} \cdot \cot g(\theta) \quad (4)$$

Navrhovaný sklon tlakových diagonál  $\theta$  byl uvažován hodnotou  $\cot g(\theta) = 1,0$ ,  $\theta = 45^\circ$ .

Veškeré konstrukční zásady byly dodrženy.



Obrázek 4 – Schéma vyztužení průřezů



Obrázek 5 – Schéma zatěžování modelů

### 3. VÝSLEDKY

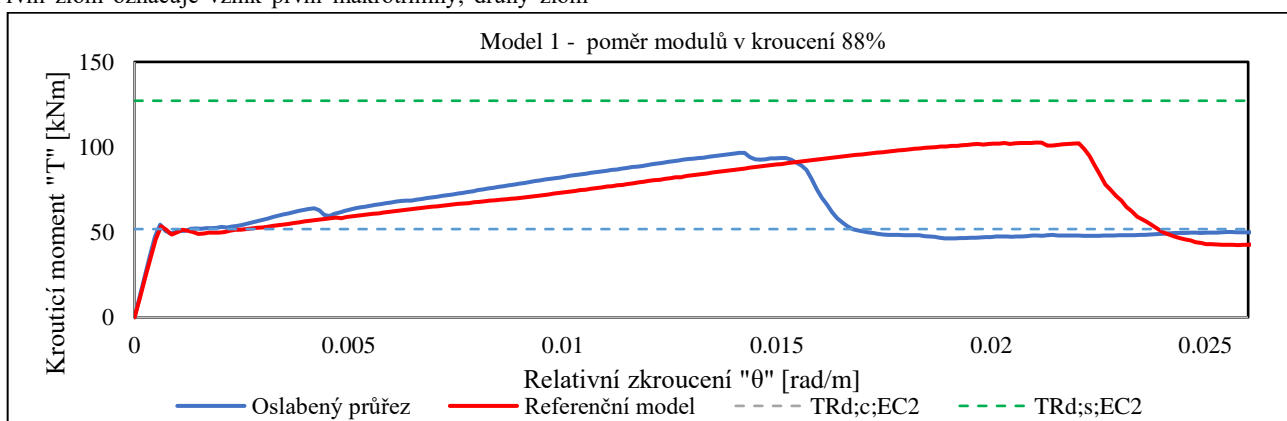
#### 3.1. Pracovní diagramy numerických modelů

Pracovní diagramy zobrazené na obr.6-9 představují vyhodnocení numerických modelů. Vyhodnocení je provedeno pomocí vykreslení závislosti relativního zkroucení na příslušném působícím kroučícím momentu. Na každém diagramu jsou vykresleny dvě křivky, kde první (modrá) představuje chování oslabeného průřezu, červená vykresluje chování referenčního modelu. Dále jsou zobrazeny čárkovanou čarou předpokládané meze vzniku první trhliny a meze dosažení mezní únosnosti výztuže.

Na pracovních diagramech jsou patrné dva zlomy. První zlom označuje vznik první makrotrhliny, druhý zlom

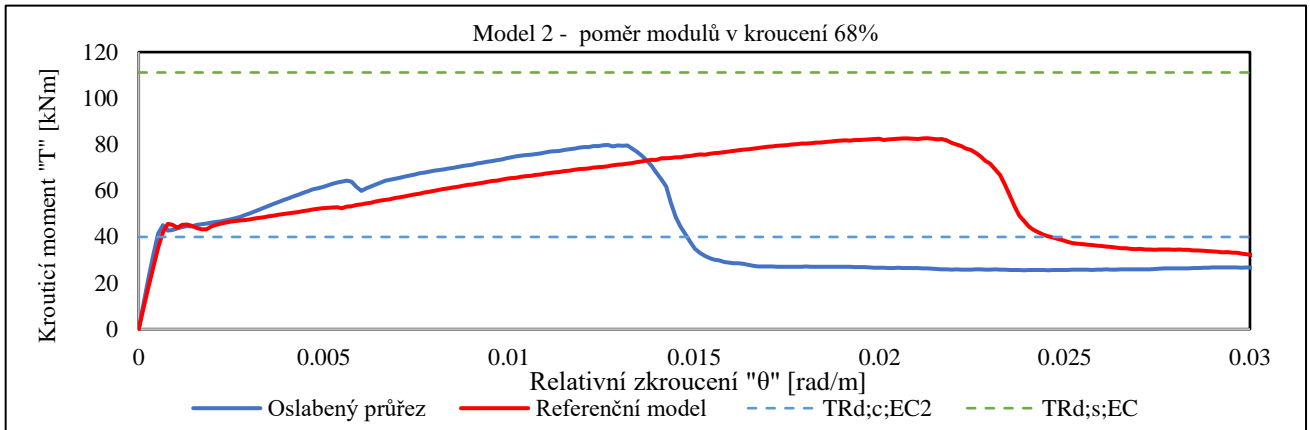
nastává po dosažení mezního napětí ve výztuži. Posun v relativním zkroucení mezi jednotlivými modely je zapříčiněn rozdílnou tuhostí v kroucení mezi jednotlivými modely, kde má referenční model nižší tuhost po celé délce prvku, a proto dosahuje vyššího relativního zkroucení při shodném namáhání.

Pracovní diagramy modelů 1-3 obsahují na křivce představující oslabený průřez patrný druhý zlom, který představuje vznik první makrotrhliny v části prvku s větším průřezem

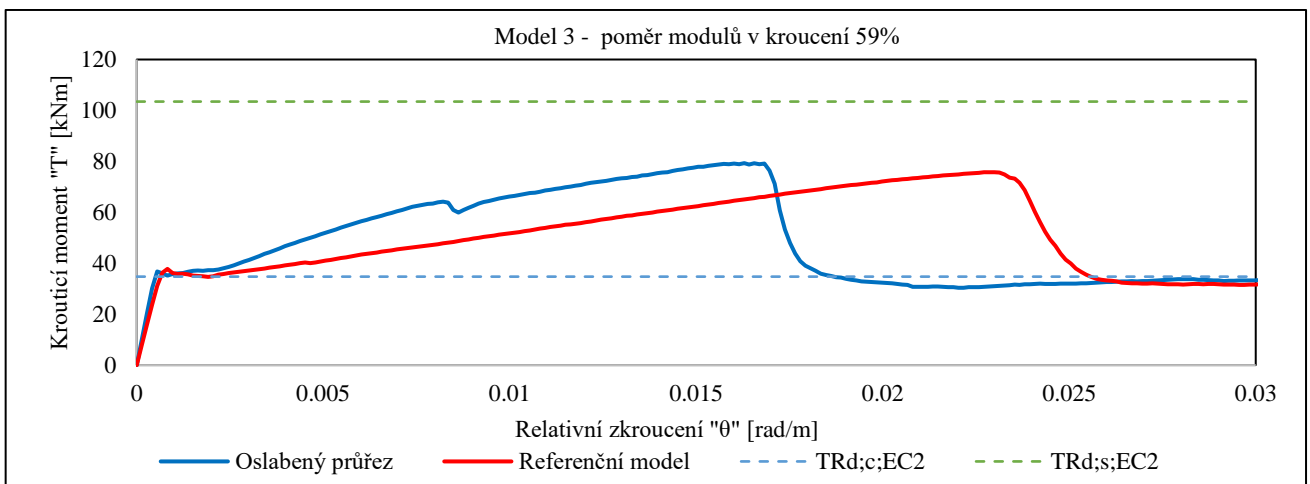


Obrázek 6 – Pracovní diagram modelu 1

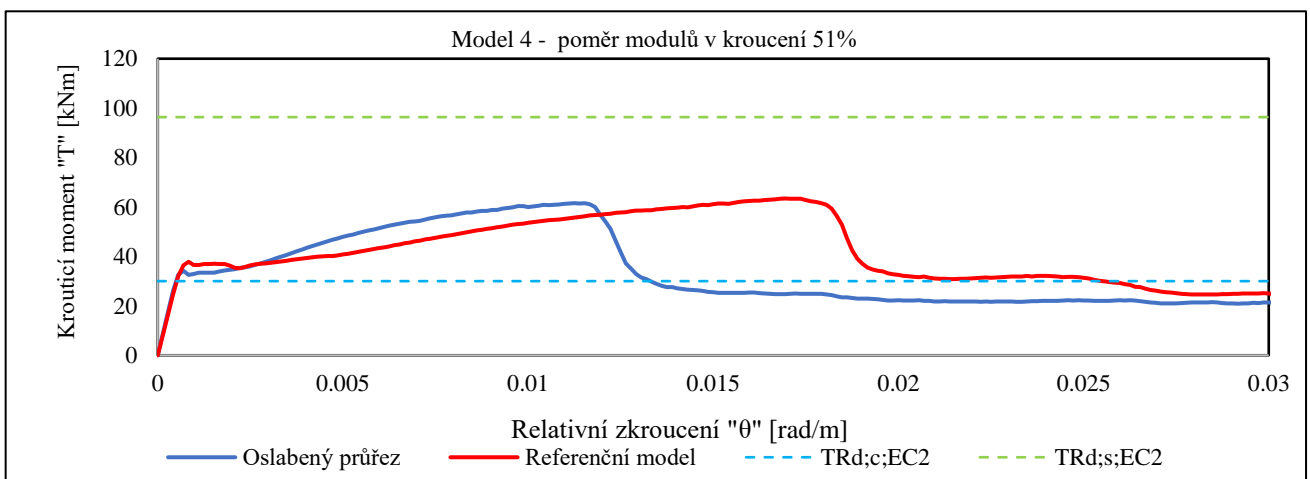




Obrázek 7 – Pracovní diagram modelu 2

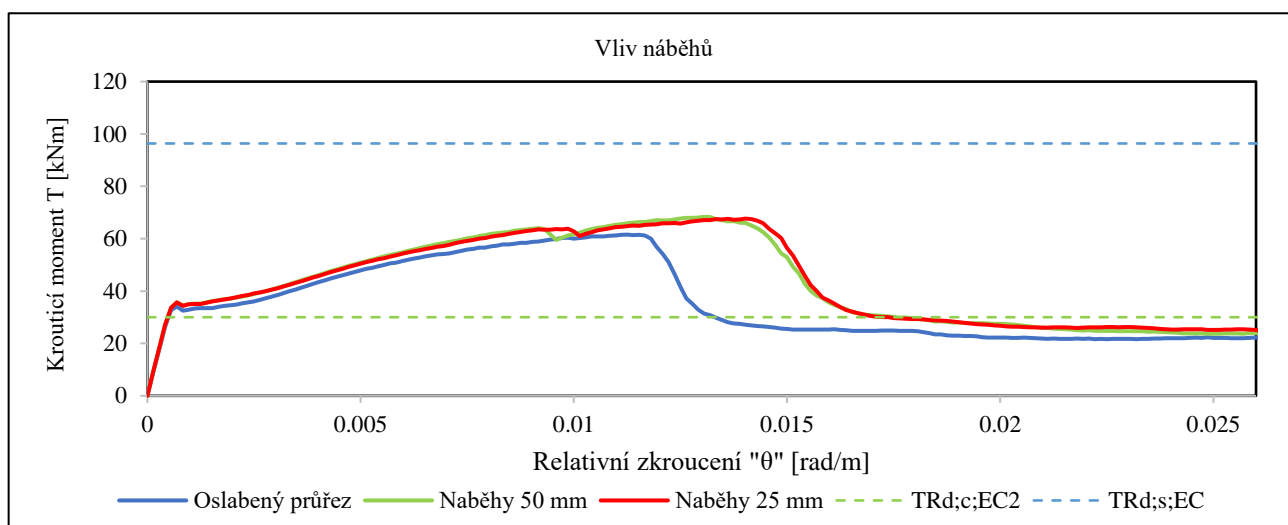


Obrázek 8 – Pracovní diagram modelu 3



Obrázek 9 – Pracovní diagram modelu 4

### 3.2. Vliv náběhů



Obrázek 10 – Vliv náběhů

Z pracovního diagramu zobrazeného v obr. 10 je patrné, že náběhy pozitivně ovlivňují chování prvku. Ovlivněna je jak hodnota kroucího momentu na vzniku první makrotrhliny, tak i celková maximální únosnost. Prvky s náběhy rovněž vykazují vyšší relativní zkroucení, což je obecně vhodné z hlediska bezpečnosti návrhu a včasného zpozorování poruchy konstrukce.

### 3.3. Vyhodnocení modelů

Zjištěné výsledky lze rozdělit do dvou základních kategorií. První kategorie zkoumá kroucí moment v okamžiku vzniku první trhliny a jeho porovnání s referenční a předpokládanými hodnotami. Druhá kategorie zkoumá kroucí moment na mezi kluzu výztuže v porovnání s únosností referenčního modelu a odhadem dle návrhového postupu.

Tabulka 2: Výsledky numerických modelů – vznik trhlin

ozn.	$T_{Rd;c;EC2}$	$T_{Rd;c;AT}$	$T_{Rd;c;ref}$	$\frac{T_{Rd;c;AT}}{T_{Rd;c;ref}}$
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[%]
1	51,84	54,55	53,49	<b>102%</b>
2	39,93	45,00	45,57	<b>99%</b>
3	34,73	36,80	37,74	<b>98%</b>
4	30,00	32,69	37,87	<b>86%</b>

kde  $T_{Rd;c;EC2}$  je kroucí moment při vzniku trhliny stanovený dle ČSN EN 1992-1-1;

$T_{Rd;c;AT}$  kroucí moment vzniku trhliny zjištěný pomocí nelineární analýzy, model oslabený skokovou změnou geometrie;

$T_{Rd;c;ref}$  kroucí moment vzniku trhliny zjištěný pomocí nelineární analýzy, referenční model.

Tabulka 3: Výsledky numerických modelů - dosažení meze kluzu výztuže

ozn.	$T_{Rd;s;EC2}$	$T_{Rd;s;AT}$	$T_{Rd;s;ref}$	$\frac{T_{Rd;s;AT}}{T_{Rd;s;ref}}$
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[%]
1	126,67	96,62	102,66	<b>94%</b>
2	111,17	79,79	82,69	<b>96%</b>
3	103,68	79,30	75,73	<b>105%</b>
4	96,36	61,56	63,44	<b>97%</b>

kde  $T_{Rd;s;EC2}$  je moment únosnosti stanovený dle ČSN EN 1992-1-1;

$T_{Rd;s;AT}$  kroucí moment na mezi únosnosti zjištěný pomocí nelineární analýzy, model oslabený skokovou změnou geometrie;

$T_{Rd;s;ref}$  kroucí moment na mezi únosnosti zjištěný pomocí nelineární analýzy, referenční model.

Kritický průřez pro návrh vyztužení byl vždy slabší z dvojice průřezů

## 4. DISKUZE

Tabulka 2 srovnává hodnoty zjištěných předpokládaných hodnot dle norem a zjištěných nelineární analýzou. Z porovnání oslabeného a referenčního modelu je patrné, že oslabení průřezu má vliv na kroucí moment při vzniku trhliny přibližně při rozdílu 50-60% v průřezovém modulu v kroucení. Výsledky ukazují, že stanovení momentu při vzniku trhliny pomocí postupu popsaného v ČSN EN 1992 1 1 relativně přesně odpovídají hodnotám zjištěných nelineární analýzou, při uvažování návrhových hodnot materiálových vlastností.

Tabulka 3 zobrazuje moment zjištěný nelineární analýzou s návrhovými hodnotami a porovnává je s referenčním modelem a s předpokládanou únosností uvažovanou dle

ČSN EN 1992-1-1. Předpokládané únosnosti dle normy nedosáhl žádný ze zkoumaných modelů. Vliv náhlé změny geometrie na únosnost prvků nebyl prokázán, rozdíl únosností je v mezích statistické odchylky, resp. v mezích běžné nepřesnosti numerických modelů.

Podobného výsledku, kdy prvky nedosáhnou předpokládané únosnosti dle normového výpočtu bylo dosaženo i experimentálně, např. Chalioris 2021, kde bylo na modelech sledováno, že podélné výztužné pruty nedosáhly meze kluzu.

## 5. ZÁVĚR

Krouticí moment při vzniku trhlin je ovlivněn skokovou změnou geometrie, pokud je průřez oslaben o více než 40 % z hlediska průřezového modulu ve volném kroucení  $W_t$ . Pro zkoumané prvky nebyl zjištěn vliv na únosnost průřezu na mezi kluzu výztuže.

Náběhy v místě změny průřezu mají pozitivní vliv na celkové chování kroucených prvků s náhlou změnou geometrie. Ovlivněn je moment na vzniku první makrotrhliny, kde u zkoušených modelů došlo k nárůstu o 10%. Pozitivně byl ovlivněn i mezní moment únosnosti, který dosáhl vyšších hodnot o 5%, rovněž došlo k dosažení vyšší mezní deformaci.

Při vyhodnocování výsledků bylo zjištěno, že pro čtvercové průřezy byla únosnost při dosažení meze kluzu výztuže stanovená numerickými modely nižší než předpokládaná únosnost dle ČSN EN 1992-1-1, a únosnost průřezu byla přibližně o 25 % nižší než předpoklad normy. Při podrobné analýze přetváření numerických modelů bylo pozorováno přetržení tímínek bez současného zplastizování podélné výztuže. Tím nejsou splněny předpoklady analytického modelu náhradní příhradoviny, ze kterého vychází normový postup.

Tento závěr považuje autor za závažný, neboť předběžně ukazuje na výrazné nadhodnocení únosnosti kroucených prvků při výpočtu dle normových postupů. Vzhledem k omezenému počtu modelů ale bude nezbytné tato předběžná zjištění dále podrobně zkoumat a výsledky ověřit.

### 5.1. Další výzkum

Autor článku plánuje pokračovat ve výzkumu chování průřezů vystavených kroucení. Další plánovanou oblastí výzkumu je rozšíření výpočetních modelů o další typy průřezů, analýza předjatých prvků a v neposlední řadě vlastní experimentální program k potvrzení výše uvedených výsledků numerických modelů.

## Literatura

- HSU T.T.C., Torsion of Structural Concrete—Behavior of Reinforced Concrete Rectangular Members. Torsion of Structural Concrete. ACI Special Publication SP-18; 1968, Farmington Hills, Mich
- LEONHARDT F, SCHELLING G. Torsionsversuche an Stahlbetonbalken. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) 1974, Heft 239, W. Ernst u. Sons, Berlin

CHALIORIS C.E.; Application of Special Reinforcement Arrangements for RC Members under Torsion - Design Examples; ACI SP-344; January 2021

TIMOSHENKO S. P., GOODIER J. N.; Theory of Elasticity; 2nd edition; New York:McGraw-Hill, 1951; Engineering societies monographs

ČSN EN 1992-1-1 ed. 2; Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby; Praha: ÚNMZ, červenec 2011

# STEEL-CONCRETE-STEEL SANDWICH STRUCTURES IN CURRENT CONSTRUCTION – A SHORT OVERVIEW

Roman Kubát, \*

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

## ABSTRAKT

Tento článek by měl čtenáře seznámit se základními poznatky o ocelobetonových sendvičových konstrukcích, které autor nasbíral v rámci teoretické části diplomové práce. V úvodu je představena krátká charakteristika ocelobetonové sendvičové konstrukce ohledně konstrukčního řešení, statického působení a oblastí využití. Dále je zde uvedeno, jakým způsobem lze konstrukce tohoto typu rozlišovat. Článek také obsahuje výčet jednotlivých výhod a nevýhod technologie ocelobetonových sendvičových konstrukcí. V závěru jsou představeny některé příklady reálného využití ocelobetonových sendvičových konstrukcí v jednotlivých oblastech stavebního inženýrství. Konkrétně se bude jednat o příklad z oblasti jaderné energetiky, z oblasti výškových staveb a oblastí dopravní infrastruktury. Je též nastíněno, kudy se bude ubírat další výzkum autora v rámci doktorského studia.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Ocelobetonový sendvič • Ocelové plechy • Výplňový beton • Spřahující prvky • Spřažení

## ABSTRACT

This paper should give the reader a basic overview of steel-concrete-steel sandwich construction (SCS), which the author collected during the theoretical part of his master thesis writing. An introduction is given to SCS construction, including construction solution, static action, and areas of use. Furthermore, the article shows a possible way, how to divide the structures of this type. It also contains a summary of the advantages and disadvantages of SCS technology. In the end, there are a few examples of real structures from different areas of civil engineering which use this technology. The topics for further research of the author in his doctoral study are also outlined.

## KEYWORDS

Steel-concrete-steel sandwich • Steel plates • Infill concrete • Connectors for composite action • Composite action

## 1. INTRODUCTION

A steel-concrete-steel sandwich (SCS) structure consists of two external steel plates, which are anchored to infill concrete. The composite action can be provided by shear connectors of many types. In the early days, epoxy resin was used to join steel plates and concrete. Nowadays, it is preferred to use mechanical connectors such as headed studs, J-connectors, U-connectors and so on.

The SCS works quite similar to classical reinforced concrete (RC). The steel plates carry the tension forces and the concrete increases compression strength and stability. However, the construction solution of SCS can provide much more resistance than classic RC, and that is the reason why the area of use of SCS is principally in extremely loaded structures like protective structures, offshore structures, oil storage containers, ice-resistant structures, and containments of nuclear reactors.

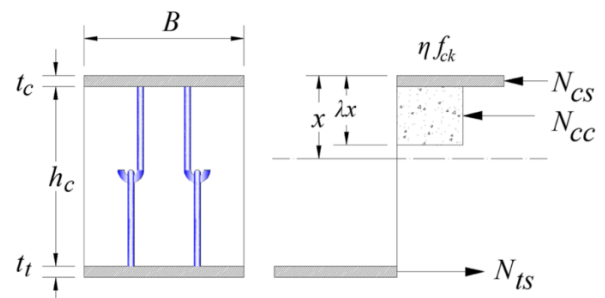


Figure 1: Static action of SCS (Jia-Bao Yan et al, 2014).

$$N_{cc} + N_{cs} = N_{ts} \quad (1)$$

$$x = \frac{(N_{ts} + N_{cs})}{\eta f_{ck} B \lambda x / \gamma_c} \quad (2)$$

$$M_{rd} = N_{ts} (h_c + t_c / 2 + t_s / 2) + N_{cc} (\lambda x / 2) \quad (3)$$

The compressive force of the concrete can be calculated by the following formula.

$$N_{cc} = \eta f_{ck} \lambda x B / \gamma_c \quad (4)$$

\* Školitel: Ing. Petr Bílý, Ph.D.

where  $\eta = 1.0$  for  $f_{ck} \leq 50$  MPa,  $\eta = 1.0 - (f_{ck} - 50)/200$  for  $50 \leq f_{ck} \leq 90$  MPa;  $\lambda = 0.8$  for  $f_{ck} \leq 50$  MPa,  $\lambda = 0.8 - (f_{ck} - 50)/400$  for  $50 \leq f_{ck} \leq 90$  MPa;  $x$  = depth of the neutral axis position as shown in Figure 1;  $B$  = width of the beam.

Both tension force  $N_{ts}$  and compressive force  $N_{cs}$  in the steel plates are governed by either the yield resistance of the steel plate or maximum shear resistance of total shear connectors in the tension or compressive zone of the concrete. These forces can be determined by

$$N_{ts} = \min(n_t P_s, f_{yd} A_{ts} / \gamma_{M0}) \quad (5)$$

$$N_{cs} = \min(n_c P_s, f_{yd} A_{cs} / \gamma_{M0}) \quad (6)$$

where,  $n$  = number of the shear connectors ( $n_c$  = in the compressive zone,  $n_s$  = in tension zone);  $P_s$  = shear resistance of the shear connectors;  $f_{yd}$  = yield strength of the steel plate;  $A_s$  = area of the steel plate ( $A_{cs}$  = compression steel plate area,  $A_{ts}$  = tension steel plate area).

According to balance equation (1), it is possible to determine the depth of the neutral axis position via equation (2) and then also the bending resistance via equation (3).

## 2. DIVISION OF THE SCS

Generally, it is possible to divide the construction solutions of SCS into three types according to the connectors used for the composite action. Specifically, the division is 'Direct Link', 'Semi Link' and 'Indirect Link' (Jia-Bao Yan et al, 2014).

### 2.1. Direct Link

This type of construction solution uses transverse bars as connectors, which join the steel plates to each other by welds on both ends of the bar. This solution is practical, because it allows to prefabricate the semi-rigid steel panels, which are just welded to each other and filled with concrete. Furthermore, there is no need to evaluate the possibility of the pullout failure of the connector from concrete or concrete breakout failure due to tension force in connector.

A classic case of the direct link solution is British Bi-steel, which was developed by Hugh Bowerman in 1998 (Bowerman, H. et al, 1998) and which is used for the construction of immersed tunnels in these days.



Figure 2: Direct link type (Jia-Bao Yan et al, 2014).

### 2.2. Indirect Link

The difference between the indirect link and the direct link solution is that the steel plates are not joined by their connectors. It brings a series of disadvantages of the indirect link compared to the direct link. For example, there is a problem with holding the steel plates in position during the concrete placement. Another disadvantage is the requirement of resistance to pullout failure and concrete breakout failure. On the other hand, in the case of indirect link, there is no problem with a complicated process of connectors welding to both steel plates.

Typical construction, which uses the indirect link is called the Double steel (Jia-Bao Yan et al, 2014). It consists of two independent steel plates with headed studs as connectors. After fixing these plates in the final position, the space between them is filled by concrete.

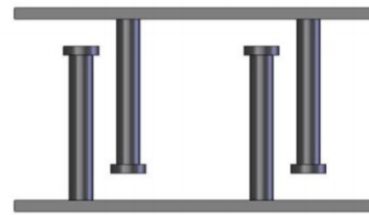


Figure 3: Indirect link type (Jia-Bao Yan et al, 2014).

### 2.3. Semi Link

Semi Link connects the advantages of both previous variants. The steel plates are not joined by connectors to each other during the prefabrication, but straight before the concrete placement. The connection of the steel plates is provided by the closed shape of the connectors or by some kind of linear element (steel bar or wire threaded through the closed shape of the connector).

Typical connectors for semi link solution are for example J-hook or U-connector with steel wire (see Figure 4).

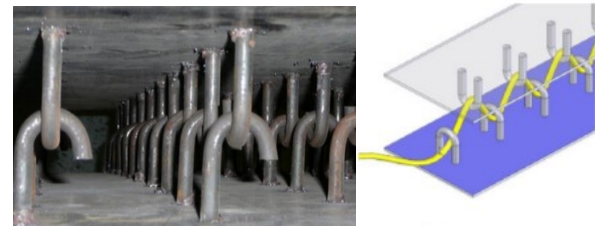


Figure 4: Semi link type (Jia-Bao Yan et al, 2014). Using J-hook on the left side, using U-connectors on the right side

## 3. ADVANTAGES AND DISADVANTAGES OF SCS

SCS technology brings several advantages and also a couple of disadvantages in comparison to RC. Most of the advantages relate to the resistance of construction and construction speed. On the other hand, the disadvantages relate rather to design and realization.

### 3.1. Advantages of SCS related to construction resistance

- Concrete is hermetically closed between the steel plates during the whole service life, which means that the shrinkage is limited.
- Steel plates keep concrete safe from external conditions (carbonation, chlorides, chemically aggressive environments).
- Theoretically, there is no limit for the reinforcement ratio. In real, the thickness of steel plates is limited by the weldability of every unit.
- Concrete core increases the fire resistance, which is better than in the case of pure steel construction.
- Steel plates provide the watertightness of construction.
- It is possible to use lightweight concrete as the core, which reduces the self-weight of the final construction.

### 3.2. Advantages of SCS related to construction speed

- The most used solution called Bi-steel provides the possibility of modular construction, so it is very similar to prefabricated construction.
- Steel plates work as permanent formwork.
- Because the formwork is not removed, there is no need to cure concrete.

### 3.3. Disadvantages of SCS related to designing

- Currently, there are only few findable codes, which provide the design methods for SCS. The author of this paper found just two. The first one is Japanese called JEAG 4618 (Architectural Institute of Japan, 2005). It is possible to find some mentions about this code on websites mostly in Japanese, but the whole text is not publicly available. The second one is American and it is called ANSI/AISC N690-18 (American Institute of Steel Construction, 2018). The American code also contains a commentary summarizing the knowledge from the existing results of experiments, which makes it useful for both design of structures and understanding the underlying principles.
- For the structures of great importance like primary containments of nuclear reactors, there is also a problem with the certification of a brand new solution.

### 3.4. Disadvantages of SCS related to realization

- For curved structures like containment walls and dome, there is a strict requirement for the production accuracy of single modules.
- Another problem is welding. It is very hard to weld single modules to each other in the space between the steel plates with connectors or it is even not possible. In the case when it is not possible to weld from

the inside, it is necessary to make it from the outside only, which can be a problem for steel plates with larger thickness.

- For the structures of larger dimensions, there will be a need to solve the connection of the older concrete with the newer concrete from the other interval of concrete placement, because it is slower to build the next floor from Bi-steel modules than from the classic removable formwork.

## 4. REAL EXAMPLES OF USE OF SCS

As mentioned above, SCS technology is determined principally for structures of great importance. Nowadays it is possible to see a couple of cases of the use of SCS all over the world. The following text will introduce a few of them.

### 4.1. Secondary containment of nuclear reactor AP1000 from Westinghouse company

The purpose of this structure is to keep the reactor safe from possible external extreme loads like aircraft impact, terrorist attack or extreme natural influences like tornado, hurricane and so on.

The design of Westinghouse containment includes SCS cylinder wall and conical roof, which consists of reinforced concrete supported by radially arranged steel beams. At the top of the roof there is a water tank for passive reactor cooling in the case of an accident. The cylinder SCS wall is mostly 914 mm thick. In the upper level, the thickness is increased to 1370 mm. The thicker part includes the penetration for air inlet and stiffeners for beams to support them. Construction from SCS uses Bi-steel technology. The steel plates were designed as 19 mm thick using steel ASTM A572 Grade 50 with a yield limit of 345 MPa. The composite action is provided by headed studs with 19 mm in diameter. The spacing of headed studs is 216 mm vertically and 213 mm horizontally. Furthermore, one of four headed studs is replaced by a connecting bar (Bi-steel technology). In the areas with higher values of stress, the composite action is provided only by connecting bars with 152 mm spacing. The infill concrete with the thickness of 876 mm has 41.6 MPa nominal compressive strength.

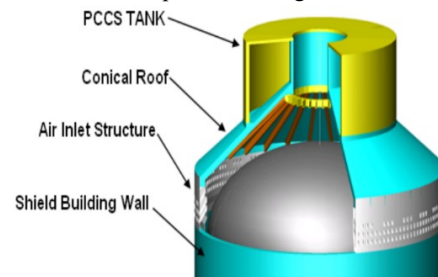


Figure 5: Particular parts of the secondary containment (European Nuclear Society, 2010)

For the shield building (SCS part) (Bílý, P., 2020), it was used over 160 semi-rigid Bi-steel panels for the construction of containment wall. Typical panel was 3 m high and 11.5 m long, which corresponds to a 30° segment of the final cylinder wall. It means that one floor was built from 12 panels.



Figure 6: *Lifting up of steel panels by the crane (Vogtle Plant Construction Photos).*

#### 4.2. Rainier Square Tower's SCS core

Rainier Square Tower is 259 m high skyscraper, which makes it the second highest structure in the centre of Seattle. Let's say that Rainier Square Tower is a pioneer of high rising buildings in relation to construction speed by using SCS technology for stiffening core.

When the skyscrapers are built the classic way using RC for core construction, there is a problem with the connections between concrete core and the neighbouring lightweight steel construction, which can be realized after the formwork was removed. But if the SCS technology is used, this problem disappears and the core and other structures of the floor can be built at the same time. The result is the reduction of construction time by almost half. The real time of construction of raw structure of Rainier Square Tower was 10 months, which is truly half the time in comparison to expected construction time of RC variant of the core (21 months).

The thickness of the core walls was designed from 1143 mm to 533 mm, depending on the height level. Steel plates are 13 - 19 mm thick and the composite action is provided only by the connecting bars with the diameter of 25 mm arranged in 305 mm spans in both directions. Furthermore, there were added a series of trusses in the space between the steel plates to increase the stiffness of the panels during the transport. The infill concrete has 68.9 MPa nominal compressive strength.



Figure 7: *Rainier Square Tower (Magnusson Klemencic Associates).*

The stiffening core consists of 3 modules (each approximately 12.2 x 9 m). In every third of height of the structure, one of the modules is removed, ending with one module at the top. Every module consists of 3 types of panels. It is a corner column panel, a pure wall panel and a wall panel with construction hole (respectively, steel beam frame).

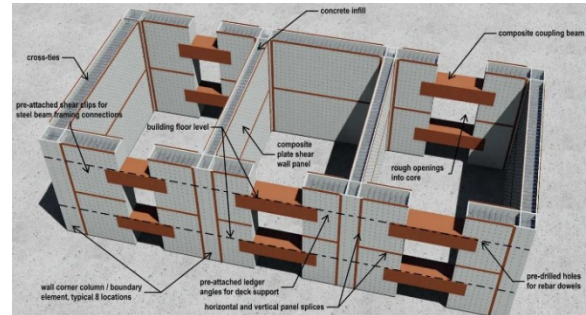


Figure 8: *Scheme of the core (Magnusson Klemencic Associates).*

#### 4.3. Minatomija Immersed tunnel in Kobe

Immersed tunnels made from SCS are typical for Japan. Generally, immersed tunnels are always partly or wholly immersed under the water (meant in the longitudinal direction). In Japan, the main use of the immersed tunnels is transport structure between the islands. Immersion of construction under the water brings some specific requirements in design. The construction has to be watertight and has to be resistant enough to hydrostatic pressure. That is the reason why the SCS is ideal. Because the steel plates provide watertightness and great load resistance too.

Immersed tunnel Minatomija is 1.6 km long, 34.6 m wide and 9.1 m high. The span of one field is 13.3 m including the extension and 9.7 m without the extension. The thickness of the circumferential construction is 1.1 m except the floor structure, which is 1.2 m thick. The centre wall is 800 mm and the side walls are 500 mm thick. The composite action is provided by steel angles 150/150/12 mm. The space between the steel plates is further provided with diaphragms, which increase the stiffness of steel segments before concrete infill.

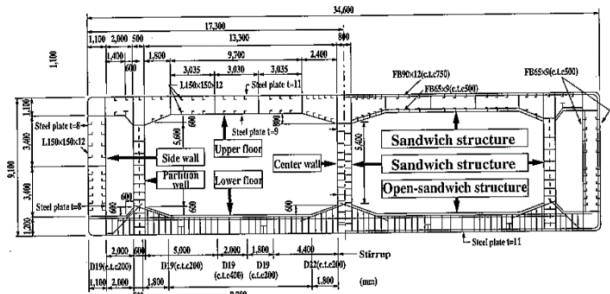


Figure 9: *Cross section of Minatomija Immersed tunnel (Kimura H. et al. 2002).*

### 5. FURTHER RESEARCH

During the masters study the author of this paper has participated in project Allegro, whose purpose is to design the key

components of helium-cooled fast demonstration reactor. His master thesis's task was to give an elementary design of primary containment using SCS technology.

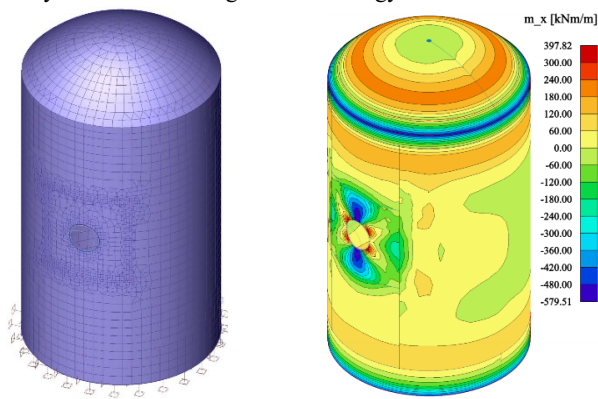


Figure 10: FEM model of containment on the left side, bending moment around axis  $x$  on the right side (Kubát, R., 2020)

The present goals are to explore the American code deeper, to solve the problematical areas of the design, to modify the thermal loads correctly and to optimize the global design related to shape, dimensions and all critical details. All results of the research will be discussed with ÚJV Řež continuously and according to that the design will be edited.

In the later stages of the research the questions of the realisation (see disadvantages of SCS) and of the decommissioning will be solved too.

## 6. CONCLUSIONS

Quite unusual construction solution of SCS has been introduced together with its division, advantages and disadvantages. Especially the summary of disadvantages raises the topics for future research. Furthermore, the real structures make a good resource of inspiration, because we can be sure their design actually works.

## ACKNOWLEDGEMENTS

The author would like to thank once more to Petr Bílý Ph.D. for great leading during master thesis writing. The research activities were supported by the Technology Agency of the Czech Republic under the THETA program, project no. TK01030116 “Conceptual design of safety-important components of helium-cooled fast demonstration reactor ALLEGRO”, and by the Czech Technical University in Prague under student project no. SGS20/109/OHK1/2T/11 “Testing methods and application of cement composites”.

## References

- Kubát, R. (2020), Analysis of response of composite steel-concrete guard vessel of fast reactor to design accident conditions, Master thesis. CTU in Prague.
- Bílý, P. (2020), Tlaková obálka Allegro – varianta OB. Technical report. CTU in Prague

Jia-Bao Yan, Min-Hong Zhang, Jat Yuen Richard Liew, K.M.A. Sohel (2014), Experimental and analytical study on ultimate strength behavior of steel–concrete–steel sandwich composite beam structures, *Materials and Structures*, pp. 1523–1544.

Bowerman, H., Pryer, J. (1998), Advantages of british steel bi-steel in immersed tunnel construction, *IABSE reports*, pp. 395–403.

JEAG 4618-2005 (2005), Technical guidelines for seismic design of steel plate concrete structures: for buildings and structures. Architectural Institute of Japan.

ANSI/AISC N690-18 (2018), Specification for Safety-Related Steel Structures for Nuclear Facilities, American Institute of Steel Construction.

European Nuclear Society (2010) ENC 2010 - European Nuclear Conference, pp. 1356-1360

Vogtle Plant Construction Photos. Available online: <https://www.georgiapower.com/company/plant-vogtle/showcase/construction-photos-2018-12.html>. [citation 16.3.2021]

Magnusson Klemencic Associates. Available online: <https://www.bdcnetwork.com/structural-engineer-speeds-skyscraper-construction-novel-building-core-design> and <https://www.djc.com/news/search.html?action=get&id=12108174&print> [citation 16.3.2021]

Kimura H., Moritaka H., Kojima I. (2002), Development of Sandwich-Structure Submerged Tunnel Tube Production Method. Technical report.



# VÝPOČET ROZKMITŮ NAPĚTÍ V NOSNÉ KONSTRUKCI MOSTU OD VLAKŮ PRO ÚNAVOVÉ POSOUZENÍ

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

Tento příspěvek se zabývá popisem, výpočtem a zkoušením únavové odolnosti betonových konstrukcí. První část popisuje chování betonových konstrukcí vystavených únavovému namáhání. Na to navazuje popis několika stávajících normových postupů pro posuzování betonových konstrukcí na únavu.

Hlavní částí práce je výpočet účinků zatížení a rozkmitů normálových napětí od reálného zatížení železničním provozem na mostní konstrukci přes Chodovskou ulici v Praze. Pro tyto účely byl od Správy železnic získán popis více než 600 reálných vlaků reprezentujících železniční provoz na uvedeném mostě. Pro tyto vlaky byla nejprve rozkreslena schémata jejich uspořádání a následně byl proveden výpočet ohybových momentů a normálových napětí jak v horních, tak v dolních vláknech posuzovaných průřezů. Výpočty byly provedeny pro přejezd celých vlaků přes most s krokem 2 m. Vyhodnocení bylo prováděno pro průřezy nosníku po 2 m. Tato práce bude dále pokračovat sestavením rozkmitů napětí a únavovým posouzením nosné konstrukce.

V poslední části tohoto příspěvku je popsán průběh a vyhodnocení únavové zatěžovací zkoušky prefabrikovaného předpjatého nosníku.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Únava betonu • Posouzení únavy betonu • Rozkmit napětí od dopravy • Účinky zatížení od vlaků • Únavová zatěžovací zkouška

## ABSTRACT

This article is focused on a description, calculations and fatigue testing of concrete structures. The first part describes behaviour of concrete structures exposed to fatigue loadings. Next part describes several existing standard procedures for fatigue verifications of concrete structures.

The main part of the article are calculations of the effects of actual trains on the bridge over Chodovská street in Prague. For this purpose, description of more than 600 actual trains was obtained from the Railway Authority. Firstly, drawings of the arrangement of all these trains were prepared and then bending moments and normal stresses at the upper and the lower fibres of the considered cross sections were calculated. Calculations were made for individual positions of trains with a step of 2 m. All the values were calculated for cross sections in spacing of 2 m.

The last part describes realization and evaluation of a fatigue loading test of a precast prestressed beam.

## KEYWORDS

Fatigue of concrete • Verification of fatigue of concrete • Stress range due to transport • Effect of railway loads • Fatigue loading test

## 1. ÚVOD

Cílem práce je popis únavového namáhání betonových konstrukcí. V další části se pak práce věnuje výpočtu rozkmitů napětí od přejezdu skutečných vlaků přes mostní konstrukci. Tato získaná napětí budou následně použita pro únavové posouzení dle norem platných v současnosti.

V první části je popsán proces únavového namáhání betonových konstrukcí. Nejprve je popsáno únavové chování materiálů obecně. Dále je objasněno chování betonových konstrukcí zatížených únavou. V závěru první části jsou posány normové postupy pro posuzování betonových prvků na únavu.

Ve druhé části je provedena analýza ohybových momentů a normálových napětí na reálné mostní konstrukci od reálného zatížení železničním provozem. Tato analýza byla provedena na nosné konstrukci mostu Chodovská. Pro tyto účely byl od Správy železnic získán popis více než 600 skutečných vlaků reprezentujících provoz na této mostní konstrukci.

Získané údaje byly dále zpracovány až do fáze výpočtu ohybových momentů a normálových napětí od jednotlivých vlakových souprav. Nejprve byla vykreslena schémata jednotlivých vlaků. Následně dle těchto schémat byl proveden výpočet napětí od všech vlakových souprav v jednotlivých průřezech mostu ve vzdálenostech po 2 m s krokem pohybu vlaků 2 m.

Na závěr bylo vytvořeno několik grafů pro zobrazení získaných ohybových momentů a napětí v horních i dolních vláknech. Tyto údaje budou dále použity pro stanovení rozkmitů napětí a pro únavové posouzení uvedené mostní konstrukce.

V poslední části tohoto příspěvku jsou průběh a výsledky únavové zkoušky modelového prefabrikovaného předpjatého nosníku. Tato zkouška byla prováděna na FSv ČVUT v Praze během roku 2019.

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

## 2. ÚNAVOVÉ CHOVÁNÍ BETONU

### 2.1. Působení materiálů při únavovém namáhání

K únavě materiálu dochází vlivem opakování zatížení, čímž vzniká cyklické zatěžování nosných konstrukcí. Vlivem tohoto zatěžování dochází v materiálu ke změně mechanických vlastností. Následkem toho může dojít k porušení konstrukce a následnému kolapsu i pokud nebylo v prvku dosaženo statické pevnosti materiálu.

Cyklické zatížení se dělí do základních dvou kategorií podle velikosti napětí a počtu cyklů (opakování). Tím je nízkocyklová a vysokocyklová únava. Při nízkocyklové únavě dochází k únavě při málo cyklech s velkým únavovým napětím (rozkmitem). Při vysokocyklové únavě dochází k únavě při vysokém počtu cyklů s nízkým rozkmitem napětí.

Je tedy patrné, že o vysokocyklovou únavu se jedná u pozemních staveb například u zatížení jeřábových drah, dále například zatížení vysokých budov a komínů větrem či zatížení základů cyklicky pracujících strojů. U mostních staveb je to zejména zatížení dopravou (silniční, železniční) a u lávek zatížení chodci. Dále vyvolává u mostních staveb únavové namáhání zatížení větrem. Pokud stojí pilíře nebo pylony mostu ve vodě, může vyvolat únavu i vlnobití do těchto pilířů či pylonů. U mostů se může ve výjimečných případech jednat i o nízkocyklovou únavu, kterou může být například zemětřesení, popřípadě náraz vozidla do pilíře mostu.

Pozornost se musí věnovat především místům, která jsou vystavena pravidelným zatěžovacím cyklům. Pokud jsou rozkmity napětí v těchto místech malé, lze je zanedbat. Pokud jsou ovšem rozkmity napětí velké, je nutno tato místa posoudit i z hlediska únavového namáhání.

### 2.2. Proces únavy betonu

Únava materiálu je proces stálých změn v materiálu, který je vystaven cyklickému zatížení. U únavy betonu hraje velkou roli oproti kovovým materiálům fakt, že se jedná o heterogenní materiál. Na únavové chování betonu mají dále vliv i další faktory, jako je dotvarování, množství trhlin, počáteční koncentrace napětí. Při zatížení betonového prvku dochází v tažené oblasti ke vzniku trhlin. V tlačené oblasti může rovněž docházet ke vzniku trhlin (např. podélných) a k postupnému drcení betonu. Mikrotrhlíny a trhliny se mohou postupně slučovat a vést až ke změně mechanických vlastností materiálu. Jelikož dochází k těmto procesům, tak po určitém počtu cyklů může dojít ke kolapsu konstrukce, jak již bylo zmíněno, i bez dosažení statické meze únosnosti.

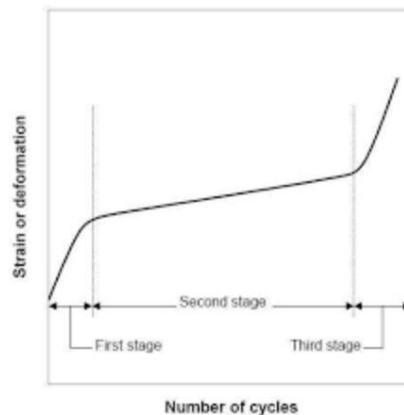
### 2.3. Vývoj cyklicky zatíženého betonového prvku

Proces únavy betonu se dělí do tří základních fází. Nejprve dochází k iniciaci trhlin, následně ke stabilnímu šíření trhlin a v závěrečné fázi před kolapsem k nestabilnímu šíření trhlin.

První fáze iniciace trhlin trvá zhruba 10 % zatěžovacích cyklů. Tato fáze je realizována ve slabších místech cementového tmelu. V této fázi dochází k vysokému nárůstu přetvoření.

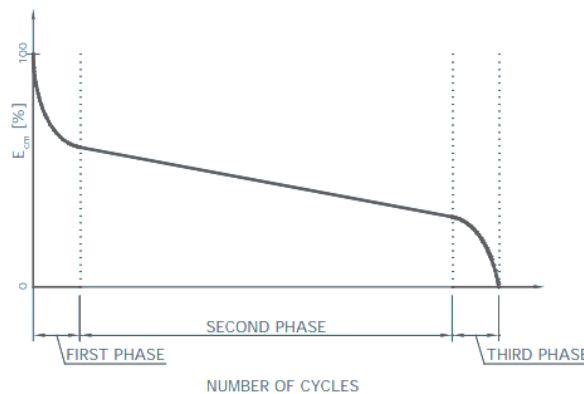
Druhá fáze stabilního šíření trhlin je nejdelsí. Jde o středních zhruba 80 % zatěžovacích cyklů. Během této fáze dochází k pozvolnému rovnoměrnému nárůstu přetvoření. Během této fáze se pomalu zvětšují stávající trhliny a zároveň se tvoří trhliny nové. Lze tuto fázi označit jako růst mikrotrhlin.

Třetí fáze nestabilního šíření trhlin je přibližně stejně dlouhá jako fáze první. Po ukončení této fáze ovšem dochází ke kolapsu konstrukce. Je charakterizována rychlým nárůstem přetvoření před kolapsem. Fáze začíná ve chvíli, kdy je v konstrukci vytvořeno dostatečné množství nestabilních trhlin, které se následně spojí v makrotrhlinu.



Obrázek 1: Křivka cyklického dotvarování betonu - převzato z [6]

Na obr. 1 je zobrazen vývoj dotvarování betonu v závislosti na cyklickém zatěžování betonu, kde jsou jasně patrné všechny tři fáze (zde je uvedeným rozhodujícím faktorem rozvoj mikrotrhlin a trhlin v betonu). Na obr. 2 je pak znázorněn vývoj modulu pružnosti také v závislosti na počtu cyklů. Je tedy zřejmé, že se zvyšujícím se počtem cyklů se snižuje modul pružnosti. Grafy na obr. 1 a obr. 2 si tedy navzájem odpovídají.



Obrázek 2: Vývoj modulu pružnosti při cyklickém namáhání - převzato z [10]

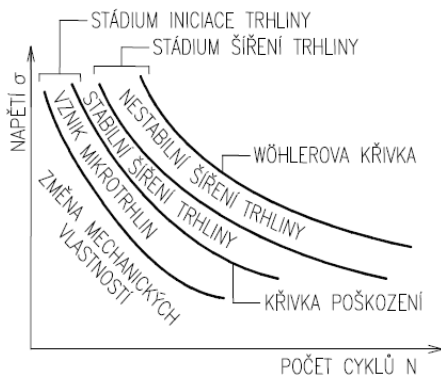
## 3. POSUZOVÁNÍ BETONU NA ÚNAVU

### 3.1. Úvod do posuzování únavového namáhání

Pro posuzování betonu, ale i betonářské a předpínací výztuže slouží Wöhlerovy křivky (také nazývány S-N křivky). Tyto křivky umožňují z předem daného cyklu napětí zjistit počet zatěžovacích cyklů potřebných k únavovému poškození materiálu. Křivka se zobrazuje ve dvoulogaritmickém měřítku. Na svislé ose grafu se nachází rozkmit napětí a na vodorovné ose počet cyklů (obr. 3).

Únavová pevnost je ovlivněna několika parametry. Jsou to rozkmit napětí, materiálové vlastnosti, vliv okolního prostředí a frekvence zatěžování. Zásadním vlivem je střední hodnota zatížení na konstrukci a u betonu i dolní hodnota

zatížení. Pro posuzování konstrukcí se obvykle udává referenční únavová pevnost při  $2 \cdot 10^6$  cyklů. U vysokocyklové únavy může dojít při vysokém počtu cyklů s nízkým rozkmitem napětí (cca  $10^8$  cyklů) ke stavu, kdy je beton schopen odolávat nízkému rozkmitu napětí prakticky do nekonečna. K tomuto místu se Wöhlerova křivka asymptoticky přibližuje. Takovéto zatížení může v některých případech odpovídat např. zatížení dopravou nebo zatížení větrem.



Obrázek 3: Proces únavového poškození - Wöhlerova křivka - převzato z [7]

Vzhledem k lokálním či výrobním nepřesnostem, heterogenitě a diskontinuitě u betonu vznikají jednotlivé imperfekce v konstrukci. V místech těchto lokálních nepřesností lze předpokládat nejdřívější vznik únavového porušení.

Konstrukce jsou obecně vystaveny mnoha rozdílným rozkmitům napětí s různým počtem opakování. Pro účely jejich únavového ověření lze použít tzv. poškozující ekvivalentní rozkmit napětí, což je náhradní rozkmit, jehož únavové účinky odpovídají účinkům reálných rozkmitů napětí od reálných zatížení.

Při přesnějším posouzení je možno ze spočítaných nebo změřených rozkmitů sestavit tzv. spektra rozkmitů napětí a vyjádřit je např. pomocí histogramů.

Pro použití konstrukcí na základě takového spektra rozkmitů napětí lze využít např. Palmgren-Mínerova pravidla, které je ale poněkud zjednodušeno. Nezohledňuje totiž historii zatížení a je nevhodné pro rozkmit, ze kterých občas nějaká hodnota značně vykročí. Pokud se jedná o konstrukce, u kterých hodnoty příliš nevykročují, je tato metoda poměrně vhodná, což platí i pro mosty. Mosty totiž nejsou standardně namáhány jednou amplitudou, ale několikanásobnými cykly s rozdílnými amplitudami napětí. Lze s výhodou využít ověření pravidla pro stanovení součinitele únavového poškození dle rovnice 1, který lze využít v posudku únavového namáhání.

$$D = \sum \Delta D_i = \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad (1)$$

- $n(i)$  - použitý počet cyklů s rozkmitem napětí  $\Delta\sigma_i$
- $N(i)$  - použitý počet cyklů rozkmitů napětí  $\Delta\sigma_i$ , který vyvodí únavové poškození (jmenovatel)
- $D$  - součinitel únavového poškození

Aby nedošlo k únavovému poškození, nesmí být  $D$  větší než 1.

Pokud dojde k únavovému porušení betonu, lze jej charakterizovat jako křehké, protože kolaps je rychlý a bez varování.

V ČSN EN 1992 je rovněž uvedena rovnice pro stanovení únavové pevnosti betonu, používané pak v rámci únavových posouzení – zde je uvedena jako rovnice 2:

$$f_{cd,fat} = 0,85 * \beta_{cc}(t_0) * f_{cd} * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (2)$$

$\beta_{cc}$  - vliv stáří betonu při jeho prvním zatížení

### 3.2. Zjednodušená metoda ověření únavy betonu v tlaku

V této metodě, uvedené v ČSN EN 1992, se využívá časté kombinace zatížení. Z časté kombinace se pak stanoví maximální napětí v konstrukci. Ve stejném místě se poté stanoví i minimální napětí. Ověření únavy betonu se posuzuje dle rovnice 3.

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \leq 0,9 - \text{pro } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (3)$$

$$\leq 0,8 - \text{pro } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

- $\sigma_{c,max}$  - maximální tlakové napětí při časté kombinaci
- $\sigma_{c,min}$  - minimální tlakové napětí při časté kombinaci, pokud je napětí tahové, dosazujeme 0

### 3.3. Ověření únavy pomocí součinitele únavového poškození

U této metody posuzování únavové odolnosti betonu se využívá Palmgren-Mínerova pravidla. Je tedy potřebné znát spektra rozkmitů napětí. Tuto metodu je možno modifikovat i pro použití spekter, která poskytují jednotliví správci komunikací. Jakmile známe spektra rozkmitů a únavovou pevnost, stanovíme z rovnice 4 počet cyklů napětí potřebný pro únavové poškození.

$$N_i = 10^{\left(14 * \frac{1 - E_{cd,max,i}}{\sqrt{1 - R_i}}\right)} \quad (4)$$

- $N_i$  - počet cyklů napětí potřebný pro únavové poškození betonu
- $R_i$  - poměr maximální a minimální úrovně tlakového napětí
- $E_{cd,max,i}$  - maximální úroveň tlakového napětí

### 3.4. Postup dle přílohy ČSN EN 1992-2 pro tlačný beton železničních mostů

Pro železniční mosty existuje zvláštní způsob pro posouzení únavové pevnosti betonu, který využívá tzv. ekvivalentní poškozující rozkmit napětí. Jedná se o způsob, při kterém je nutné znát roční objem dopravy, návrhovou životnost mostu a počet kolejí. Aby konstrukce vyhověla na posouzení vůči únavovému namáhání, musí být splněna podmínka stanovená rovnicí 5.

$$14 * \frac{1 - E_{cd,max,eq}}{\sqrt{1 - R_{eq}}} \geq 6 \quad (5)$$

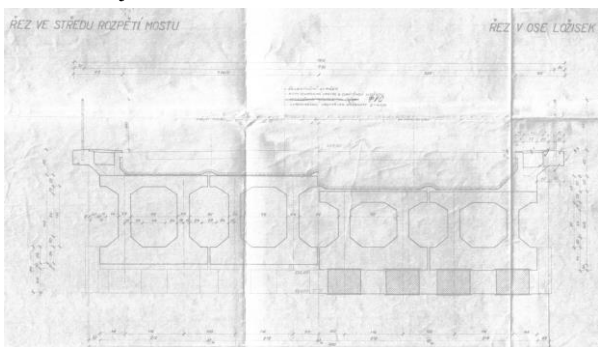
$R_{equ}$  - poměr maximální a minimální úrovně tlakového napětí

$E_{cd,min,eq}$  - maximální úroveň tlakového napětí

#### 4. VÝPOČET ROZKMITŮ NAPĚTÍ OD VLAKŮ

##### 4.1. Popis mostní konstrukce

Pro únavovou analýzu byla použita nosná konstrukce mostu přes ulici Chodovská v Praze. Jedná se o prefabrikované předpjaté betonové nosníky. Rozpětí mostu je 30 m. Jedná se o dvoukolejný most se čtyřmi prefabrikovanými nosníky. Tyto nosníky jsou komorového průřezu, který byl sestaven vždy ze dvou prefabrikovaných „polonosníků“ o průřezu tvaru „I“, spojených podélnou dobetonávkou horní i dolní desky. Beton tohoto mostu je dle dřívějšího značení B 500 (dnes C 35/45). Nosníky jsou proměnného průřezu. Výška průřezu je uprostřed rozpětí 1750 mm a v ose uložení 1450 mm. Nosníky mají tedy střechovitý sklon 2% od středu rozpětí směrem ke krajům. Vzorový příčný řez mostem je znázorněn na obr. 4.



Obrázek 4: Příčný řez mostem uprostřed rozpětí a v ose uložení - převzato z [8]

##### 4.2. Vstupní informace pro výpočet

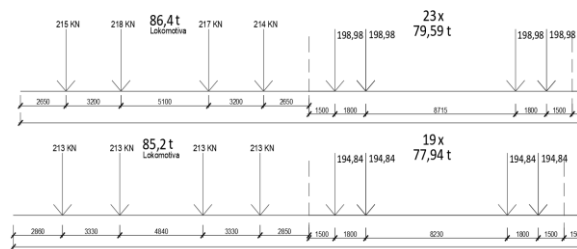
Pro výpočet rozkmitů napětí v nosné konstrukci mostu Chodovská byly použity informace o přejezdech všech vlaků během celého června roku 2016. Byl vždy zaznamenán typ lokomotivy i vagonů, počet lokomotiv a vagonů. U každé soupravy byly zaznamenány i hmotnosti na každou nápravu každého vozu vlakové soupravy. Celkem se jednalo zhruba o 650 vlakových souprav nebo samotných lokomotiv. Jednalo se jak o osobní, tak nákladní dopravu.

U každé lokomotivy i vagonu byly uváděny rozměry. Tzn. délka lokomotivy nebo vagonu, vzdálenost čela od první nápravy, vzdálenost obou dvojkolí jedné nápravy a vzdálenost mezi druhým dvojkolím předchozí nápravy a prvním dvojkolím následující nápravy.

Zaznamenáván byl i čas vstupu na mostní konstrukci a výstupu z mostu každé vlakové soupravy. Dále byly zaznamenány i čísla vlaků a druh vlaku.

##### 4.3. Schémata vlakových souprav

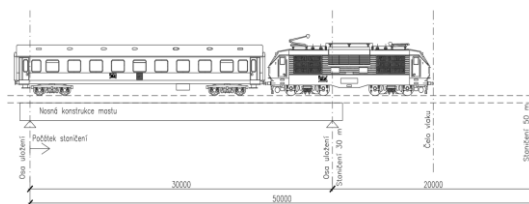
Z uvedených vstupních dat v tabulkách byla vytvořena schémata jednotlivých vlakových souprav. Schémata byla vykreslována graficky jako jednotlivé vagony a lokomotivy za sebou a vzdálenost jednotlivých sil (dvojkolí) mezi sebou. Tímto způsobem byly pro názornější zobrazení vykresleny všechny vlakové soupravy. Vzorové schéma části dvou vlaků je na obr. 5.



Obrázek 5: Vzorové schéma dvou vlaků

##### 4.4. Výpočet ohybových momentů a napětí dle polohy vlaku

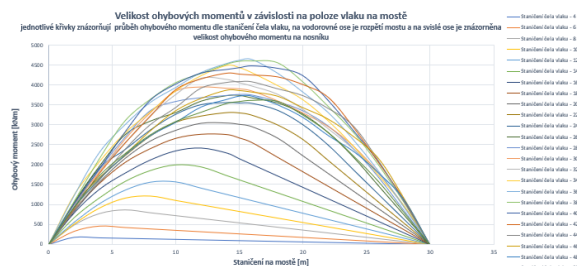
Po vytvoření schémat byl proveden výpočet ohybových momentů a napětí v horních i dolních vláknkách. Výpočet byl proveden v MS Excel. Dosud byl výpočet proveden vždy pro přejezd první nebo prvních dvou lokomotiv a následujících čtyř vagonů. Staničení čela vlaku bylo posouváno vždy po 2 metrech. Staničení 0 m bylo v místě uložení. První staničení vlaku bylo ve vzdálenosti 4 m. Výpočet ohybových momentů i napětí na nosníku byl počítán v každém průřezu nosníku od 0 do 30 m po 2 m a v polovině nosníku (tzn. 15 m). Poslední staničení čela vlaku bylo uvažováno v místě 50 m, tj. 20 m za osou uložení a tedy, že první lokomotiva už není na mostě. Grafické znázornění uvažování polohy jednotlivých vlaků je uvedeno na obr. 6.



Obrázek 6: Vysvětlení polohy čela na mostu

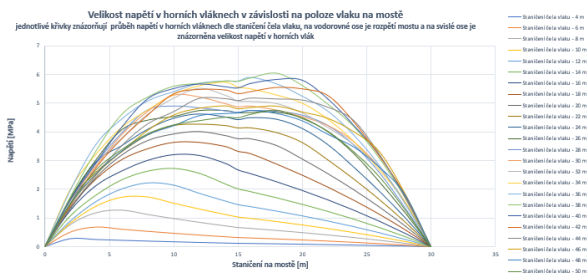
Po vytvoření výpočtu bylo zjištěno, že právě po překročení stničení vlaku 50 m už rozkmit napětí nevybočuje. Toto je dáno tím, že je již lokomotiva vlaku mimo most a na most již najely pouze vagony, které jsou v drtivé většině stejné. Tudiž dochází pouze ke kolísání rozkmitu napětí v závislosti na přesné aktuální poloze náprav právě projíždějícího vagonu přes most. I tyto rozkmity napětí však budou pro další únavové posouzení nosné konstrukce uvažovány.

Na obr. 7 je graf, který znázorňuje maximální ohybové momenty vznikající v mostní konstrukci od proměnného zatížení od přejezdu jednotlivých vlakových souprav. Jednotlivé křivky grafu zobrazují průběh ohybových momentů na nosné konstrukci pro jednotlivé polohy vlaku na mostě. Z grafu je vidět, že nejvyššího ohybového momentu je dosaženo při staničení čela vlaku v místě 36 m, a to zhruba 4,7 MNm.

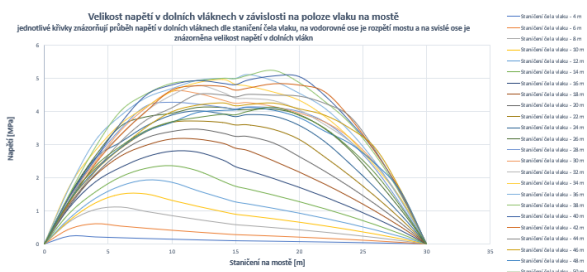


Obrázek 7: Velikost ohybových momentů v závislosti na poloze vlaku

Na obr. 8 a obr. 9 je pak vyobrazen průběh napětí v horních a dolních vláknech. Tato napětí jsou opět od proměnných zatížení od přejezdu vlaků. Jsou zde vidět velikosti napětí v krajních vláknech průřezů mostu. Na vodorovné ose je staničení na mostě a na ose svislé jsou velikosti napětí v mostu v závislosti na aktuální poloze čela vlaku.



Obrázek 8: Napětí v horních vláknech v závislosti na poloze vlaku

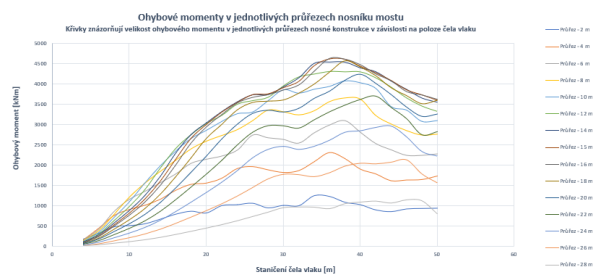


Obrázek 9: Napětí v dolních vláknech v závislosti na poloze vlaku

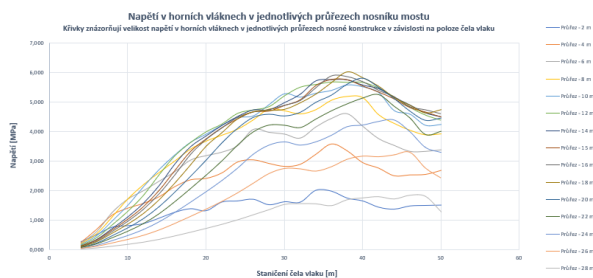
Z obrázků napětí v horních a dolních vláknech je vidět, že max. napětí v horních vláknech je zhruba 6,2 MPa a v dolních vláknech 5,2 MPa. Maximálních účinků je dosaženo těsně vedle středu rozpětí v průřezích 14 a 16 m. Toto je dáno tím, že nosná konstrukce má střechovitý sklon.

#### 4.5. Výpočet ohybových momentů a napětí v jednotlivých průřezích mostu

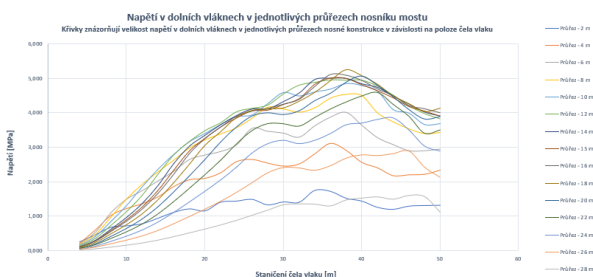
V další fázi byl proveden výpočet ohybových momentů a napětí v horních a dolních vláknech v jednotlivých průřezích mostu. Vlakové soupravy byly posouvány po 2 m až do staničení 50 m. Na svislé ose jsou na obr. 10 ohybové momenty. Na obr. 11 a obr. 12 jsou na svislé ose napětí. Obr. 11 zobrazuje napětí v horních vláknech a obr. 12 napětí v dolních vláknech. Jednotlivé křivky grafů jsou pak jednotlivé průřezy nosníku mostu. Grafy tedy ukazují průběhy ohybových momentů nebo napětí v průřezích mostu po 2 m během průjezdu vlakových souprav.



Obrázek 10: Ohybové momenty v jednotlivých průřezích mostu během průjezdu vlaku přes most



Obrázek 11: Napětí v horních vláknech v jednotlivých průřezích mostu během průjezdu vlaku přes most



Obrázek 12: Napětí v dolních vláknech v jednotlivých průřezích mostu během průjezdu vlaku přes most

Z uvedených grafů je patrné, že vlakové soupravy mohou v nosné konstrukci vytvářet ohybové momenty o velikosti až 4,7 MNm. Napětí v horních i dolních vláknech dosahuje v maximech 5 - 6 MPa. Dále lze vyčíst, že k maximálním účinkům dochází ve chvíli, kdy je již čelo vlakové soupravy za mostem zhruba ve staničení 36 - 38 m. Tzn. první náprava lokomotivy je již za mostem a na mostě se právě pohybuje druhá náprava lokomotivy a první náprava buď vagonu nebo druhé připojené lokomotivy.

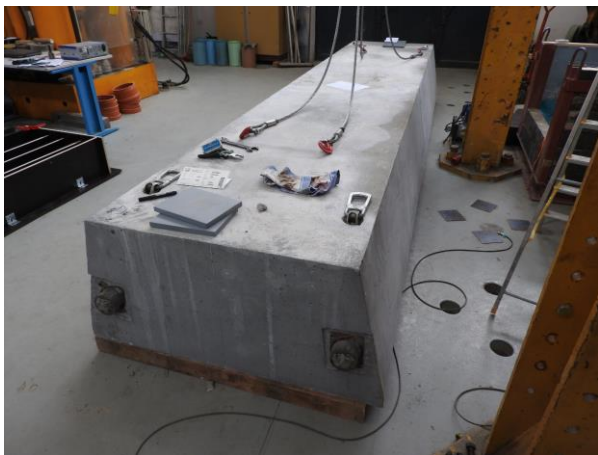
Dále lze dobře odečíst i rozkmit napětí během průjezdu vlaku přes most. Je vidět, že od polohy čela vlaku zhruba 25 m přestává stoupat účinek zatížení, ale začíná kolísat v závislosti na aktuálních polohách náprav vagonů. Tento rozkmit se pohybuje max. zhruba  $\pm 500$  kNm.

V této práci se bude dále pokračovat sestavením spektru rozkmitů napětí a únavovým posouzením nosné konstrukce.

## 5. ÚNAVOVÁ ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKA

### 5.1. Popis únavové zatěžovací zkoušky

Dalším podkladem pro studium únavové pevnosti betonových konstrukcí jsou výsledky z proběhlé únavové zatěžovací zkoušky na FSv ČVUT v Praze. Tato zkouška probíhala během roku 2019. Výhodou zkoušky je, že probíhala na nosníku o velikosti reálných konstrukcí. Fotografie nosníku je uvedena na obr. 13.



Obrázek 13: Fotografie zkoušeného nosníku - převzato z [11]

Jedná se o modelový prefabrikovaný předpjatý betonový nosník z betonu C30/37. Rozpětí nosníku je 4,5 m. Nosník je předepnut dodatečně dvěma kabely, které jsou vidět na fotografii na obr. 13. Návrh nosníku provedli Bc. Jan Voříšek a doc. Roman Šafář.

Nosník byl zatěžován cyklicky dvěma silami uprostřed nosníku o velikosti 400 kN.

Motivací pro provedení této zkoušky byla skutečnost, že únavové posouzení betonu při přepočtech existujících konstrukcí v řadě případů nevyhází, ačkoliv konstrukce nevykazují takové poruchy.

### 5.2. Vyhodnocení výsledků únavové zatěžovací zkoušky

Nosník byl podroben cyklickému zatěžování. Zatěžování mělo probíhat do porušení nosníku. Normou stanovená hodnota  $2 \times 10^6$  zatěžovacích cyklů byla překročena, přesto nosník nebyl únavou porušen. S tímto výsledkem byla únavová zkouška zatím ukončena.

## 6. ZÁVĚR

První část práce se zabývá popisem únavového chování betonových konstrukcí. Vznik poruchy betonu se dělí do tří fází. V první fázi dochází k iniciaci trhlin. Tato fáze trvá zhruba 10 % cyklů. Další fáze je fáze stabilního šíření, která je nejdelší a trvá 80 % cyklů. Poslední fází je fáze nestabilního šíření trhlin, při které dochází ke kolapsu konstrukce.

Další část se věnuje popisu výpočtu únavové pevnosti betonu a výpočtu únavového poškození. Následně je uvedeno několik postupů pro posuzování betonových konstrukcí na únavu. Celkem jsou uvedeny tři postupy. Jsou to zjednodušená metoda posouzení betonu na únavu, posouzení pomocí součinitele únavového poškození a postup dle ČSN EN pro posouzení tláčeného betonu železničních mostů. Dále

lze využít například posouzení využívající ekvivalentní rozkmit napětí.

Hlavní částí této práce je výpočet účinků zatížení od skutečných vlakových souprav na nosné konstrukci mostu Chodovská s rozpětím 30 m. Most je střechovitého podélného sklonu s nejvyšším místem uprostřed. Jedná se o dvoukolejnou mostní konstrukci se čtyřmi prefabrikovanými předpjatými nosníky tvaru „II“. Pro výpočet bylo využito monitoringu přejezdů vlakových souprav.

Výpočtem byly zjištěny maximální ohybové momenty během přejezdu vlakových souprav dosahují až 4,7 MNm. Maximální napětí v horních vláknech od vlakových souprav je 6,2 MPa a v dolních vláknech 5,2 MPa.

Největších účinků je dosaženo až když je čelo lokomotivy za mostem (zhruba 6 - 8 m za mostem). Dále už se napětí nezvyšují, nýbrž pouze kolísají v závislosti na aktuální poloze náprav následujících vozů. Rozkmit ohybových momentů během přejezdu je  $\pm 500$  kNm.

Poslední částí práce je popis a vyhodnocení únavové zatěžovací zkoušky na prefabrikovaném předpjatém nosníku, která se konala na FSv ČVUT během roku 2019. Zkouška byla ukončena po zhruba  $6 \times 10^6$  cyklech, kdy se nosník neporušil i přes to, že byl počet cyklů oproti normové hodnotě překročen.

## PODĚKOVÁNÍ

Práce vznikla za podpory SGS 2019 a SGS 2020 a i nadále pokračuje. Dále je poděkování věnováno doc. Ing. Romanu Šafářovi, Ph.D. za jeho odborné vedení a užitečné rady při zpracování této práce.

## Reference

- [1] ČSN EN 1990 Eurokód: *Zásady navrhování konstrukcí*
- [2] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*
- [3] ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravy*
- [4] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: *Navrhování betonových konstrukcí*
- [5] ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: *Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady*
- [6] Foglar, M., (2006), *Pomůcka pro řešení betonových mostů na účinky únavy - Únava betonu*
- [7] ČKAIT., (2010), *Navrhování mostních konstrukcí podle Eurokódů*
- [8] *Archivní dokmunetace mostu Chodovská TU 0206 km 3,007*
- [9] *Podklady přejezdů jednotlivých vlakových souprav přes most Chodovská*
- [10] Foglar, M., (2008), *Vývoj přetvoření betonu při cyklickém zatížení a jeho matematický popis funkcí únavového poškození*
- [11] Šafář, R., (2019), *Podklady nosníku a provedené únavové zatečovací zkoušky*
- [12] Šafář, R., (2015), *Betonové mosty 2 – Cvičení – Návrh předpjatého mostu podle Eurokódů*
- [13] Šafář, R., (2017), *Betonové mosty 2 – Přednášky*

# ZOHLEDNĚNÍ NEPŘÍMÝCH TEPLOTNÍCH ZATÍŽENÍ PŘI POSUZOVÁNÍ ŽB KONSTRUKCÍ PO POŽÁRU

Petr Müller \*

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

## ABSTRAKT

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

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

## KLÍČOVÁ SLOVA

ŽB konstrukce • Požární odolnost • Reziduální únosnost • Teplotní deformace

## ABSTRACT

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

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

## KEYWORDS

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

## 1. ÚVOD

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

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

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

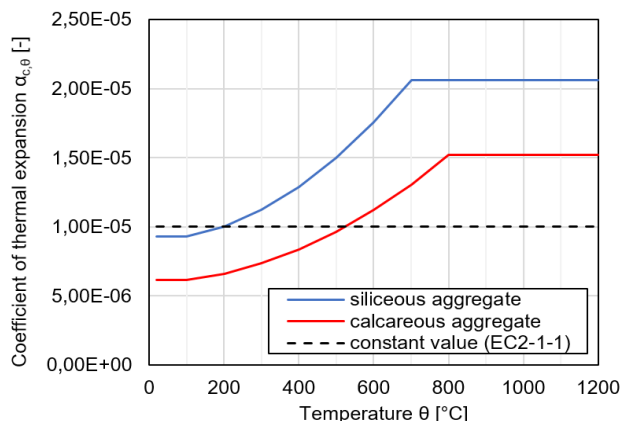
$$F_d = \sum G_{k,j} + A_d + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (1)$$

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

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

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

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



Obrázek 1: Závislost koeficientu délkové roztažnosti na teplotě.

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

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

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

## 2. VÝPOČET TEPLOTNÍCH PŘETVOŘENÍ

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

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

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

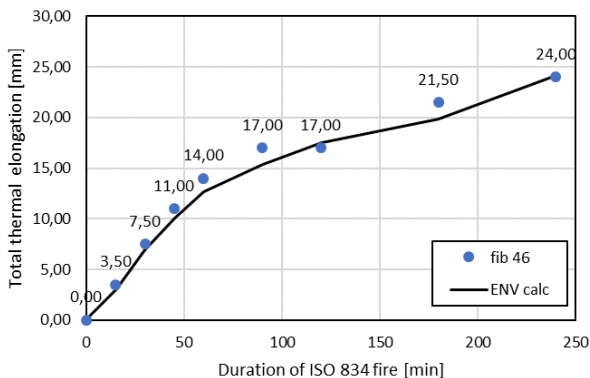
Na základě spočtené výslednice tlakové síly a ohybového momentu působícího k těžišti průřezu je možné vypočítat průměrné poměrné prodloužení  $\varepsilon_{eff}$  a zakřivení  $\left(\frac{1}{r}\right)_{eff}$  prvku dle (5) a (6).

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

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

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





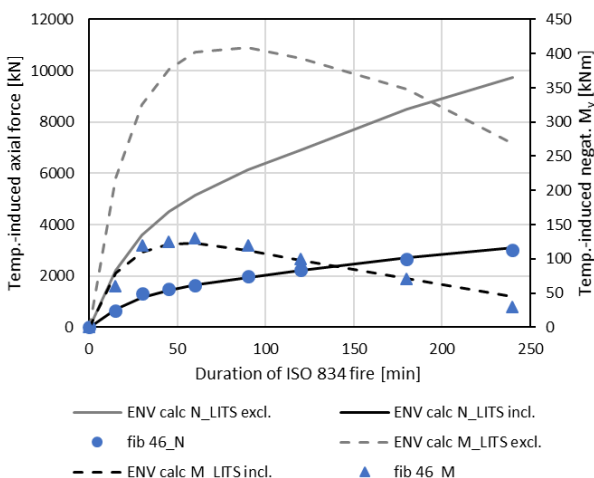
Obrázek 2: Osově prodloužení prvku od vysokých teplot dle zjednodušeného výpočtu ENV a parametrické studie fib 46.

### 3. VÝPOČET PŘIDAVNÝCH VNITŘNÍCH SIL

#### 3.1. Vliv statické určitosti na teplotní deformace prvku

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

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



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

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

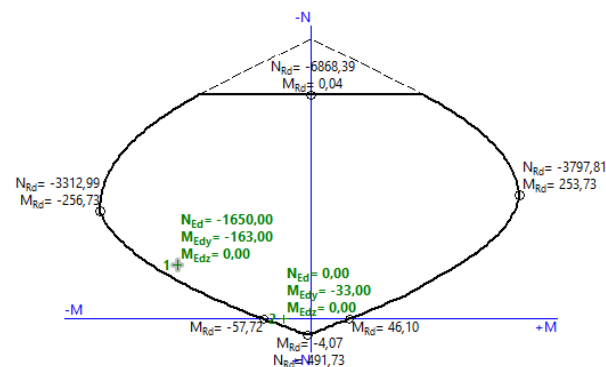
#### 3.2. Obecný případ podepření

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

### 4. POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI ŽB PRVKU BĚHEM A PO POŽÁRU

#### 4.1. Posouzení únosnosti během požáru

Pro účely demonstrace vlivu přídavných sil od zabráněných teplotních deformací je uvažován tentýž stropní panel zatížený běžným zatížením (stálé zat.: vlastní tíha + 1,5 kN/m<sup>2</sup> tíha podlahy; proměnné zatížení – 1,5 kN/m<sup>2</sup> užité kategorie A). Je uvažováno oboustranné dokonale tuhé podepření (zabráněno všem posunům i pootočením). Vyztužení prvku ohybovou výztuží při spodním povrchu je navrženo 6x R10 v celé délce, při horním povrchu 5x R12 v blízkosti podpor. Únosnost prvku na MSÚ při mimořádné kombinaci zatížení je ověřena v čase t=60 min, kdy je ohybový moment od teplotního gradientu největší – k němu je uvažována příslušná tlaková síla tvořící tlakovou rezervu v napjatosti průřezu od zabráněného osového prodloužení dle výpočtu výše. Výpočet je proveden dle metody izotermu 500 °C v komerčním programu FINE EC – Beton požár, viz interakční diagram na Obr. 4.



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

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

#### 4.2. Posouzení reziduální únosnosti po požáru

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

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

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

## 5. ZÁVĚR

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

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

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

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

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

## PODĚKOVÁNÍ

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

## Reference

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

# VYSOCE EFEKTIVNÍ NÁVRH POHLEDOVÝCH SENDVIČOVÝCH PANELŮ

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 pojednává o návrhu pohledového panelu složeného ze dvou vrstev. Hlavní myšlenkou je využití lehké nosné vrstvy (vyztužené drátky, 2D, 3D sítěmi) v tažené oblasti a pohledové hutné betonové vrstvy v tlačené části konstrukce. Pohledová vrstva je tvořena převážně odpadními složkami. Její nosnou kostru tvoří nadrcený odpad vzniklý při těžbě dekoračního kamene a odřezky vzniklé při úpravě. Další odpadní surovinou je kal vzniklý při řezání, broušení a leštění kamene. Kal je použit jako filer v pohledové vrstvě a zlepšuje tak její vlastnosti (nasákavost, mrazuvzdornost, smršťování při vysychání, pevnost v tlaku, atd.). Takto navržený panel má v porovnání se samostatnou nosnou vrstvou stejné tloušťky vyšší pevnost v tahu za ohybu. V porovnání s pouze pohledovou vrstvou je panel lehčí a duktilní. Jelikož je při výrobě panelu použité velké množství odpadních surovin a má vyšší únosnost, lze jej charakterizovat jako vysoce efektivní.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Pohledový panel • Únosnost • Filer • Lehký beton • Hutný beton

## ABSTRACT

The paper deals with the design of a exposed panel consisting of two layers. The main idea is to use a light load-bearing layer (reinforced with wires, 2D, 3D meshes) in the tensile zone and a exposed dense concrete layer in the compression zone of the structure. The exposed layer consists mainly of waste components. Its supporting skeleton consists of crushed waste generated during the extraction of decorative stone and cuttings generated during treatment. Another waste material is sludge from cutting, grinding and polishing stone. The sludge is used as a filler in the exposed layer and thus improves its properties (water absorption, frost resistance, drying shrinkage, compressive strength, etc.). The panel designed in this way has a higher flexural tensile strength compared to a separate support layer of the same thickness. Compared to the exposed layer only, the panel is lighter and ductile. As a large amount of waste raw materials is used in the production of the panel and has a higher load-bearing capacity, it can be characterized as highly efficient.

## KEYWORDS

Exposed Panel • Load Capacity • Filler • Lightweight Concrete • Dense Concrete

## 1. ÚVOD

S ohledem na aktuální trend použití betonových komponentů v bytovém i zahradním mobiliáři, bylo využito výsledků výzkumu Ing. arch. Terezy Cibulky. Článek navazuje na její výzkum v rámci doktorského studia, kde byl optimalizován návrh receptur a technologie postupu výroby lehkých betonových desek vyztužených tzv. trezorovými drátky, skelnými 3D sítěmi a uhlíkovými 2D sítěmi. Výstupem výzkumu je podaná patentová přihláška. Při této spolupráci vznikla též myšlenka doplnit lehkou nosnou konstrukci pohledovou vrstvou.

Sendvič byl navržen z 18 mm silné nosné konstrukce a 12 mm silné pohledové vrstvy. Tloušťky vrstev byly zvoleny s ohledem na maximální zrno kameniva, kde minimální tloušťka desky by měla mít trojnásobek  $D_{max}$ . Povrchová vrstva byla navržena jak z estetických, tak praktických důvodů. S ohledem na povrch pohledové vrstvy je možné mnoho úprav od klasického pohledového betonu až po broušení, leštění nebo kartáčování. Důležitým přínosem pohledové vrstvy je také její praktické využití - menší nasákavost, větší mrazuvzdornost, odolnost CHRL, menší smršťování a v neposlední řadě pevnostní charakteristiky. V článku byla stručně popsána lehká nosná konstrukce, dále především pohledová vrstva a nakonec jejich interakce. Nejvíce bylo v článku zkoumáno vzájemné spolupůsobení, respektive únosnost sendvičového panelu v tahu za ohybu.

## 2. METODY

Jak již bylo zmíněno v úvodu, základem je subtilní nosná vrstva. V tomto článku sloužila pro porovnání (samostatné nosné konstrukce a sendviče) jako nosná vrstva drátkobetonová lehká deska. Je možné využít i výztuž ze skelných nebo uhlíkových 2D či 3D sítí. Výhodou těchto sítí je minimální krycí vrstva, jelikož jsou velmi tenké a nekorodují. Důležité při výrobě desek pro nábytek (mobiliář) je subtilnost, maximální odlehčení nosné konstrukce a současně zachování dostatečné únosnosti. Efektivní odlehčení lze řešit nejen snížením tloušťky konstrukce, ale i vylehčením samotné matrice betonu nahrazením přírodního ka-

\* Školitel: doc. Ing. Jan Vodička, CSc., školitel specialista: Ing. Hana Hanzlová, CSc.

meniva pórovitým kamenivem. Takto vzniklý kompozit nazýváme lehký beton. Při experimentech byla zvolena jako vhodná náhrada běžného kameniva frakce expandovaného jílu 0/2, 0/4 značky Liapor. V případě použití expandovaného kameniva do betonu nastává problém s výrobní technologií, jelikož lehké kamenivo při zpracování (vibrování) vzlíná a naopak cementová matrice segreguje na dno formy. Tento nedostatek byl právě vyřešen v podaném patentu č. PV 2020-561. To má velký význam pro využití lehkého betonu (drátkobetonu) v praxi.

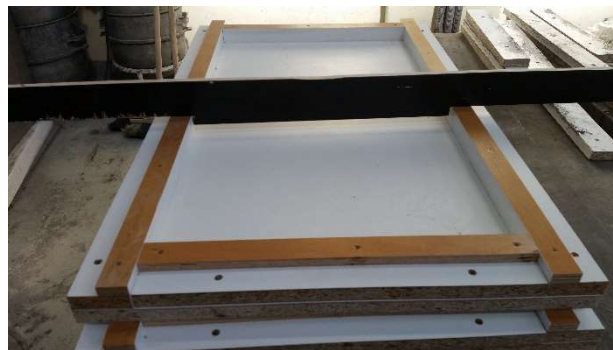


Obrázek 1: *Lehká drátkobetonová deska bez povrchové úpravy*

Povrchová vrstva byla navržena s ohledem na oběhové hospodářství (nebo tzv. cirkulární ekonomiku, ve které teoreticky neexistuje odpad) a byly v ní maximálně využity druhotné suroviny. Kompozit byl složen pouze ze 3 surovin: cement, žulový filer, drcené kamenivo ze zbytků (odřezků, odštěpů) dekoračního kamene vzniklých při těžbě a úpravě. Pro lepší estetický vjem byly použity 2 frakce (1/4, 2/4) různých typů hornin. To má za následek větší pestrost a barevnost po vyleštění pohledové vrstvy. Jelikož není složení směsi vhodné s ohledem na křivku zrnitosti, bylo by pro zaplnění mezer (dutin) třeba velké množství cementového tmele. Proto je značná část pojiva (25%) mezi zrny tvořena žulovým filerem. Dle vlastních výzkumů je žulový filer velmi vhodný jako náhrada cementu, jelikož má přijatelné chemické složení, tvar zrn, velikost zrn, měrný povrch, atd. Velmi výhodnou vlastností je velikost zrn, která jsou menší než zrna u použitého cementu. S tím souvisí i měrný povrch fileru, který je větší než běžné cementy. Proto lze směs označit za velmi hutnou a odolnou. Zlepšuje to například již zmíněnou nasákavost, mrazuvzdornost, ale i pevnost. Mezi další velké výhody patří minimální úprava fileru. Zde záleží, jestli filer vzniká při suchém procesu (drcení, pískování – žádná úprava) nebo při mokrámu procesu (řezání, broušení, leštění pod vodou – nutno vzniklý kal usušit a přesát). Při úpravě dekoračního kamene vzniká velké množství těchto odpadů a využitím do cementových kompozitů zaniká problém s jejich skládkováním.

Postup výroby vzorku byl vždy stejný. Nejprve byla do formy nalita směs pro nosnou konstrukci z lehkého drátkobetonu.

Zpracování proběhlo pomocí vibrační stolu a zarovnávací latě. Lať sloužila především k zarovnání a zajištění zvolené výšky. Následně byla do formy nalita směs určená pro povrchovou vrstvu. Zpracování proběhlo pouze pomocí vibrace, jelikož směs byla velmi řídká. Po 24 hodinách byla deska odbedněna a vložila se do vodní lázně, čili postup probíhal jako u klasických vzorků.



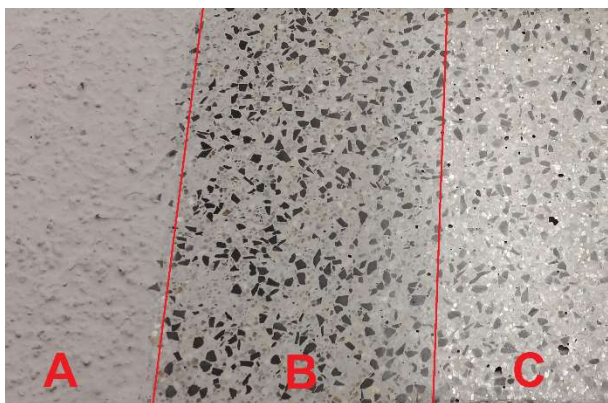
Obrázek 2: *Forma pro výrobu sendviče*

Pro experiment bylo použito několik vzorků. Rozdíl mezi jednotlivými zkouškami byl ve velikosti vzorku, typu směsi lehkého drátkobetonu, způsobu zkoušky pevnosti v tahu za ohybu (čtyřbodové, tříbodové uspořádání). Proto lze porovnávat vždy každou zkoušku jednotlivě. Jelikož byly vždy vytvořeny 3 vzorky bez povrchové úpravy a 3 vzorky s povrchovou úpravou, lze únosnost samostatné desky a sendviče bez problémů porovnat. První a druhá zkouška měla potvrdit větší únosnost konstrukce s pohledovou hutnou vrstvou. Jelikož byla lehká nosná vrstva vždy přibližně 18 mm a sendvič výšky 30 mm (18 mm lehká nosná vrstva + 12 mm pohledová vrstva), bylo rozhodující porovnání napětí a ne maximální síly při porušení. Přesto byly zkoušky doplněné porovnáním lehké nosné konstrukce výšek 20 mm a 40 mm pro ověření size effectu. Pro označení v tabulkách byla použita zkratka pro lehkou nosnou konstrukci FRLC (fiber reinforced lightweight concrete) a pro sendvič FRLC+C (fiber reinforced lightweight concrete + concrete)

Posledním bodem pro tento experiment byla úprava povrchu pohledové vrstvy. Na obrázku níže je vidět rozdíl jednotlivých úprav. Může se jedno pouze o:

- beton bez povrchové úpravy (Obr. 3A),
- zbrúšený a zaleštěný beton (Obr. 3B),
- zbrúšený, zaleštěný, chemicky upravený beton (Obr. 3C),
- kartáčovaný beton (Obr. 4).

\* Školitel: doc. Ing. Jan Vodička, CSc., školitel specialista: Ing. Hana Hanzlová, CSc.



Obrázek 3: Úprava betonu leštěním



Obrázek 4: Úprava betonu kartáčováním

### 3. VÝSLEDKY

Porovnání výsledků proběhlo mezi jednotlivými experimenty. Jak již bylo zmíněno, rozhodující je přepočítání na pevnost v tahu za ohybu a ne maximální sílu.

#### 3.1. Velkorozměrová deska

Při tomto experimentu byla zkoušená deska o šířce 400 mm, délce 700 mm. Zkouška v tahu za ohybu měla čtyřbodové uspořádání. Z tabulky 1 je vidět podstatně větší únosnost. Při porovnání sil je sendvič více než 3x únosnější. Jelikož je sendvič vyšší, je rozhodující přepočítání na maximální pevnost v tahu za ohybu, kde je únosnost sendviče o 43 % vyšší.

Tabulka 1: Pevnostní charakteristiky velkorozměrové desky

Zkušební vzorky	Hmotnost	Objemová hmotnost	Síla	Pevnost v tahu za ohybu
	m [g]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	F [kN]	$\sigma$ [MPa]
FRLC	8301,7	1537	0,895	3,704
FRLC+C	15643,5	1871	2,970	5,315

#### 3.2. Úzká deska

Ve druhém experimentu byla zkoušena úzká deska o šířce 150 mm, délce 620 mm. Výška lehké nosné konstrukce byla přibližně 20 mm, výška sendviče byla opět vyšší – v průměru necelých 31 mm. Zkouška měla tříbodové uspořádání, ačkoliv je pro kompozity vhodnější čtyřbodové uspořádání. V níže uvedené tabulce 2 byla potvrzena větší únosnost sendviče. Síla je v porovnání více než 4,5x větší. Rozhodujícím faktorem pro porovnání je přepočítaná pevnost v tahu za ohybu, která je u sendviče o 86 % větší.

Tabulka 2: Pevnostní charakteristiky úzké desky

Zkušební vzorky	Hmotnost	Objemová hmotnost	Síla	Pevnost v tahu za ohybu
	m [g]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	F [kN]	$\sigma$ [MPa]
FRLC	2885,0	1572	0,341	4,420
FRLC+C	5569,6	1936	1,580	8,263

#### 3.3. Porovnání vlivu výšky desky

Ačkoliv byly v předchozích odstavcích porovnávány přepočtené hodnoty na pevnost, je možný vliv tloušťky desky na únosnost. Proto byla v tomto experimentu porovnaná pevnost u nosné desky průměrné výšky necelých 23 mm a necelých 44 mm. Rozměr desek byl 100x600 mm (jednalo se o částečně vylitou formu na klasické zkoušky betonu v tahu za ohybu). Uspořádání zkoušky bylo čtyřbodové. Z uvedených výsledků v tabulce 3 vyplývá, že výška konstrukce v našem měřítku nemá významný vliv na pevnost v tahu za ohybu. Silnější deska měla průměrnou maximální sílu více než 4x větší. Naopak u přepočtené hodnoty na pevnost v tahu za ohybu byly maximální napětí téměř stejné. Silnější deska měla větší pevnost přibližně o 11 %.

Tabulka 3: Pevnostní charakteristiky nosných vrstev

Zkušební vzorky	Hmotnost	Objemová hmotnost	Síla	Pevnost v tahu za ohybu
	m [g]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	F [kN]	$\sigma$ [MPa]
TENKÉ	1510,0	1651	1,017	5,893
SILNÉ	2965,7	1685	4,215	6,556

#### 3.4. Povrchová úprava desky

V tomto případě byl hodnocen estetický vjem a pórovitost. Dle dotázaných respondentů byla velice kladně hodnocena úprava povrchu kartáčováním, která je velmi příjemná na dotek. U kartáčovaných ploch byl vybroušen cementový tmel a zahlazené ostré hrany kamínků. Z tohoto důvodu zde nebyla porovnávána pórovitost, jelikož byly dutinky kartáčováním zcela odstraněny. Na vyleštěném vzorku byly zaznamenány póry velikosti 1 – 4 mm. Plocha pórů odpovídá 0,24 % plochy desky, což splňuje

\* Školitel: doc. Ing. Jan Vodička, CSc., školitel specialista: Ing. Hana Hanzlová, CSc.

požadavky na třídu pohledového betonu PB3. S ohledem na rozměr, výrobu, použití atd. by bylo vhodnější posoudit povrch dle normy pro teracové dlaždice (ČSN EN 13748-1).

#### 4. DISKUZE

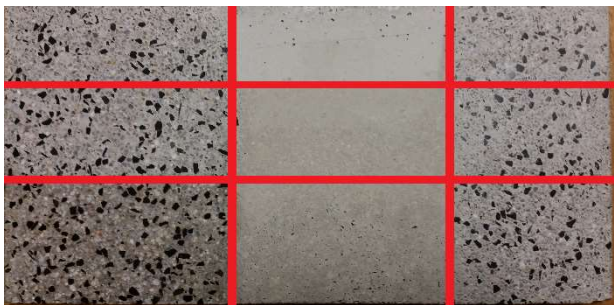
Zkoušky potvrdily vhodnost využití pohledové vrstvy, která má pozitivní vliv na pevnost betonu v tahu za ohybu. Velkou otázkou je velikost vrstev pro optimální rozdělení napětí. Tloušťka vrstev byla v těchto experimentech volena s ohledem na maximální zrno kameniva a délku drátků. V tomto případě je uvažovaná větší část namáhaná tahem (vyšší lehká nosná drátkobetonová konstrukce), což lze s ohledem na typ namáhání považovat za vhodnější.

Důležitým faktorem je spojení a rovnoměrná výška jednotlivých vrstev. Při experimentu byly desky v místě porušení rozříznuty, aby byla zjištěna odchylka výšky jednotlivých vrstev. Ačkoliv byla na zpracovanou a vyrovnanou nosnou lehkou drátkobetonovou desku betonovaná pohledová vrstva a proběhlo její zpracování (ruční, vibrováním), nezpůsobila tato operace výraznou deformaci spodní nosné vrstvy (viz Obr. 5). Současně je na obrázku vidět i homogenita lehké drátkobetonové nosné desky.



Obrázek 5: Řez deskou v místě porušení

Mezi další otázky do diskuze patří postup betonáže, respektive pořadí betonovaných vrstev. V případě tohoto postupu je povrch pohledové vrstvy více nerovnoměrný a musela být zbrusněná větší vrstva. Naopak byla vhodnější pro úpravu kartáčováním. Z těchto důvodů byla i betonovaná samostatná pohledová vrstva a byl leštěn a broušen povrch přilehlý k bedně. Výhodou tohoto postupu byl hladký povrch a více možností povrchových úprav. Lze například leštit i samotný beton bez broušení (viz Obr. 6 uprostřed).



Obrázek 6: Povrch pohledové vrstvy z bednění (vlevo zbrusněný a leštěný beton, uprostřed leštěný beton, vpravo kartáčovaný beton)

#### 5. ZÁVĚR

V experimentech byly porovnány lehké nosné desky se sendvičem s pohledovou povrchovou vrstvou. V obou případech zatížení (čtyřbodové, třibodové) měl po přepočtu vyšší pevnost v tahu za ohybu sendvič. Doplňující zkouškou byl vliv výšky na pevnost v tahu za ohybu, jelikož samostatná lehká nosná konstrukce a sendvič neměly stejné výšky. Rozdíl pevností při výšce samostatné nosné vrstvy 23 a 44 mm byl pouze 11%. Oproti tomu pevnost v tahu za ohybu při čtyřbodovém uspořádání byla u sendviče vyšší o 43% a u třibodového uspořádání o 86%. Povrchová vrstva byla tvořena pouze druhotnými surovinami a cementem. Ačkoliv bylo 25% tmele mezi zrny pohledové vrstvy tvořeno žulovým filerem, pevnosti byly vyšší. Jelikož jsou v povrchové vrstvě použity převážně druhotné suroviny a pevnosti sendviče jsou vyšší, lze tento návrh považovat za vysoce efektivní.

Dalším zkoumaným aspektem byl vliv použití odpadních surovin na pohledový povrch. Beton lze ponechat bez povrchové úpravy nebo lze dále klasicky upravovat jako kámen leštěním, broušením, kartáčováním. Použití odpadního materiálu nemělo zásadní vliv na potřebné úpravy. Současně to nemělo vliv na povrchovou pórovitost betonu. Plocha pórů odpovídá 0,24 % plochy sendviče, což splňuje požadavky na třídu pohledového betonu PB3. Při povrchové úpravě kartáčováním lze téměř veškeré póry snadno odstranit.

#### PODĚKOVÁNÍ

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

#### Reference

- T. Hlaváčová, L. Musil, J. Vodička, V. KRÍSTEK (2018), Lehký beton vyztužený textiliemi pro tenkostěnné konstrukce In: konference Speciální betony 2018, str. 23-27, ISBN 978-80-86604-78-7.
- KASAL, Pavel, Rudolf HELA, Petr FINKOUS a Václav LORENC. Pohledový beton: technická pravidla ČBS 03 (2018). 2., přepracované vydání. Praha: Česká betonářská společnost ČSSI, 2018. ISBN 978-80-906759-3-3.
- Musil, L.; Cibulka, T.; Vodička, J., The Surface Treatment of LC Slabs Using Waste Material, In: ICBMPT 2019 – International Conference Building Materials, Products and Technologies. Brno: VUSTAH - Výzkumný ústav stavebních hmot, 2019. ISBN 978-80-87397-31-2.

\* Školitel: doc. Ing. Jan Vodička, CSc., školitel specialista: Ing. Hana Hanzlová, CSc.

# NUMERICKÁ ANALÝZA VÝVOJE TEPLoty V BETONOVÉM KONTEJNERU ÚLOŽIŠTĚ VYHOŘELÉHO JADERNÉHO PALIVA S VLIVEM HYDRATAČNÍHO TEPLA

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

V práci je popsána numerická analýza vývoje teploty v betonovém kontejneru úložiště vyhořelého jaderného paliva typu VVER-440. Jako zdroj tepla, způsobující ohřívání jak vlastního kontejneru, tak přilehlého horninového masivu hlubinného úložiště, je uvažováno jednak vyhořelé jaderné palivo, jednak (což se projeví zejména v raných fázích po naplnění a uzavření kontejneru) hydratační teplo v betonové zálivce. V příspěvku je podrobně popsán matematický model neustáleného sdílení tepla formulovaný v polárních souřadnicích a jeho numerické řešení. Výsledný algoritmus je naprogramován v jazyce Python. Vytvořený výpočetní nástroj je použit pro numerické simulace analyzovaného problému. Dosažené výsledky jsou graficky prezentovány a budou využity pro podrobný návrh konstrukce kontejneru a pro analýzu jeho dlouhodobého chování.

## KLÍČOVÁ SLOVA

teplotní analýza • hydratační teplo • 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. The source of heat causing heating of both the container itself and the adjacent rock mass of the deep repository is considered to be both spent nuclear fuel and (which manifests itself especially in the early stages after filling and closing the container) hydration heat in the concrete filler. The paper describes in detail the mathematical model of transient heat transfer formulated in polar coordinates and its numerical solution. The resulting algorithm is implemented in Python environment. The developed computational tool is used for numerical simulations of the analyzed problem. The obtained results are graphically presented and will be used for a detailed design of the container structure and for the analysis of its long-term behavior.

## KEYWORDS

thermal analysis • hydration heat • concrete cask • spent nuclear fuel

## 1. ÚVOD

Při návrhu kontejneru úložiště vyhořelého jaderného paliva je jedním z důležitých kritérií, které je nutné posoudit, vývoj teploty v jednotlivých částech kontejneru.

Jako zdroj tepla, který ohřívá jak vlastní kontejner, tak přilehlý horninový masiv hlubinného úložiště, působí jednak vyhořelé jaderné palivo, jednak (zejména v raných fázích po naplnění a uzavření kontejneru) hydratační teplo v betonové zálivce. V tomto příspěvku je analyzován betonový kontejner sloužící pro dlouhodobé uložení vyhořelého jaderného paliva typu VVER-440 v hlubinném úložišti.

Příspěvek navazuje na předchozí práci [6], kterou částečně přebírá a doplňuje o vliv vývoje hydratačního tepla v betonové zálivce. Výsledky tohoto článku byly prezentovány na 13. ročníku studentské Rektorysovy soutěže.

Předpokládaný scénář a jednotlivé fáze životního cyklu paliva a kontejneru jsou zobrazeny na Obrázku 1. V čase od vyvezení paliva z aktivní zóny  $\tau = 0$  až  $\tau = 65$  let bude vyhořelé jaderné palivo skladováno v meziskladu. V čase  $\tau = 65$  let, tj.  $t = 0$ , bude nerezové pouzdro s palivovými soubory umístěno do betonového kontejneru. Prostor mezi pouzdem a vnitřním povrchem kontejneru bude vyplněn betonovou zálivkou (*filler*) a kontejner bude uzavřen. Předpokládáme, že takto bude kontejner umístěn volně po dobu 30 dní. Následně bude kontejner umístěn do hlubinného úložiště.

## 2. POPIS ŘEŠENÉHO KONTEJNERU

### 2.1. Geometrie

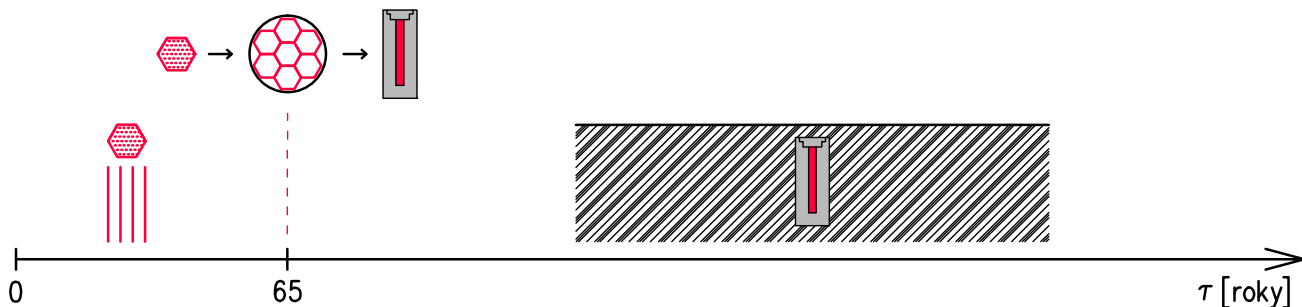
Pouzdro s vyhořelým jaderným palivem obsahuje celkem sedm palivových souborů, viz Obrázek 2. Dle [5, s. 27] obsahuje každý palivový soubor průměrně 122 kg uranu (kgU) se středním vyhořením 50 MWd/kgU.

Analyzovaný betonový kontejner je zobrazen na Obrázku 3. Kontejner slouží pro dlouhodobé uložení vyhořelého jaderného paliva typu VVER-440 v hlubinném úložišti.

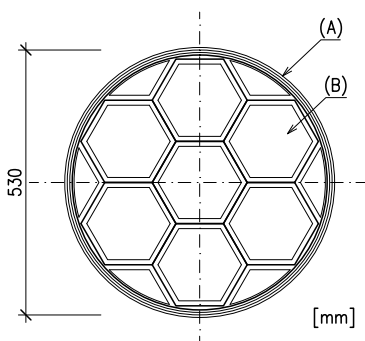
### 2.2. Materiálové vlastnosti

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

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



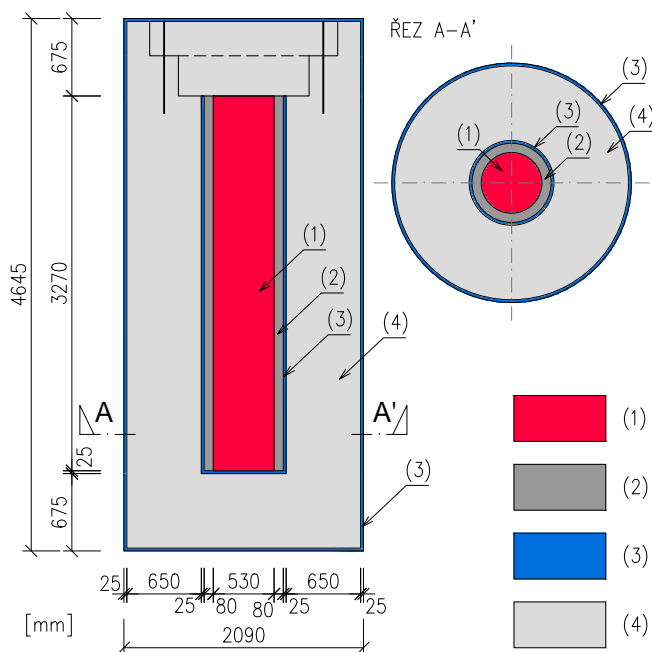
Obrázek 1: Časová osa popisující jednotlivé fáze životního cyklu vyhořelého jaderného paliva a analyzovaného betonového kontejneru.



Obrázek 2: Řez pouzdrem s vyhořelým jaderným palivem. Legenda: (A) nerezový plech tl. 5 mm, (B) palivová kazeta typu VVER-440. Zdroj: nakresleno podle [7, Obr. 5].

Tabulka 1: Materiálové vlastnosti. Zdroj: [9, Tab. 2], [3].

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



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

## 2.3. Zdroje tepla

### a) Vyhořelé jaderné palivo

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 [5, 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 [5, s. 30]),  $\tau$  [roky] je čas od vyvezení paliva z aktivní zóny a  $A_i$  a  $B_i$  jsou konstanty uvedené v Tabulce 2.

Tabulka 2: Konstanty  $A_i$  a  $B_i$ . Zdroj: [5, Tab. 4].

$i$	0	1	2	3
$A_i$	1813	231.1	140.5	23.43
$B_i$	$2.24 \times 10^{-2}$	$3.81 \times 10^{-3}$	$9.95 \times 10^{-4}$	$2.7 \times 10^{-5}$

Závislost popsaná vztahem (1) je znázorněna na Obrázku 4.

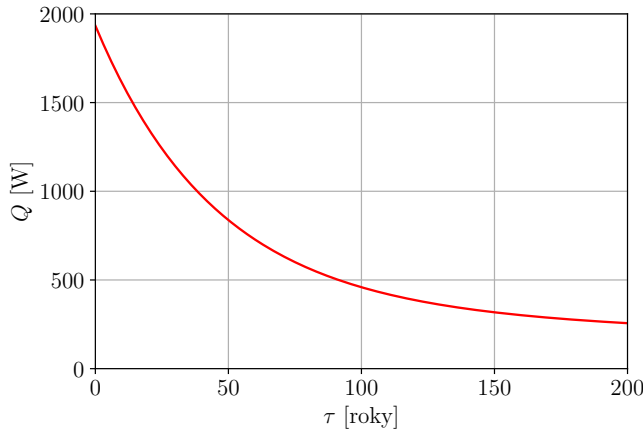
Ve výpočtu budeme uvažovat, že kontejner s pouzdrem s vyhořelým jaderným palivem bude naplněn, uzavřen a umístěn do hlubinného úložiště po 65 letech od vyvezení jaderného paliva z aktivní zóny, tj. v čase  $\tau = 65$  let [5]. Čas od naplnění a uzavření kontejneru a jeho umístění do hlubinného úložiště budeme označovat jako  $t$  [roky], přičemž platí  $\tau = t + 65$  let [5].

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

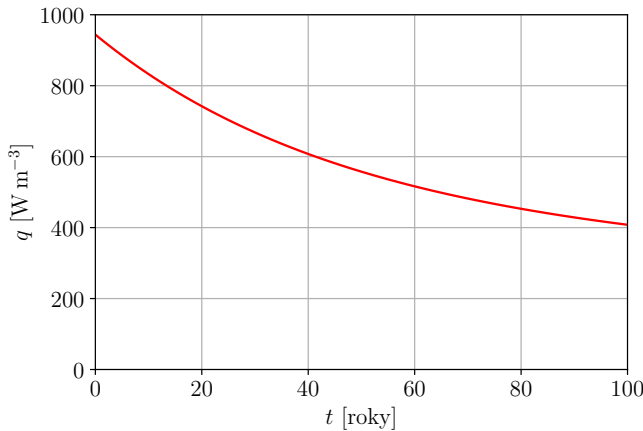




Obrázek 4: Tepelný výkon pouzdra s vyhořelým jaderným palivem typu VVER-440. Zdroj: sestrojeno podle výše uvedených vztahů, srov. [5, Obr. 5].

objem pouzdra s vyhořelým jaderným palivem (v našem případě  $V = 0.72 \text{ m}^3$ , viz Obrázek 3).

Závislost popsaná vztahem (2) je znázorněná na Obrázku 5.



Obrázek 5: Měrný tepelný výkon pouzdra s vyhořelým jaderným palivem typu VVER-440. Zdroj: sestrojeno podle výše uvedených vztahů.

### b) Hydratační teplo

Ve výpočtu bude zohledněn jako zdroj tepla také tepelný výkon od hydratace v betonové zálivce (*filler*). Pro beton tlumící zóny (*buffer*) nebude vývoj hydratačního tepla uvažován (předpokládáme, že v čase  $t = 0$  již bude hydratace v betonu tlumící zóny téměř dokončena).

Měrný tepelný výkon (na  $1 \text{ m}^3$  betonu) od hydratace  $h$  [ $\text{W m}^{-3}$ ] se zjednodušeně určí (při zanedbání vlivu vlhkosti, viz např. [1, příklad 13.1]) ze vztahu [4, 1]

$$h = Q_{h,pot} m_c \frac{\partial \xi}{\partial t}, \quad (3)$$

kde

$$\frac{\partial \xi}{\partial t} = A(\xi) \beta_T(T), \quad (4)$$

$$A = B_1 \left( \frac{B_2}{\xi_\infty} + \xi \right) (\xi_\infty - \xi) \exp \left( -\frac{\eta \xi}{\xi_\infty} \right), \quad (5)$$

$$\beta_T = \exp \left( \frac{Q_e}{\mathcal{R} T_r} - \frac{Q_e}{\mathcal{R} T} \right). \quad (6)$$

Ve výše uvedených vztazích je  $Q_{h,pot}$  [ $\text{J kg}^{-1}$ ] potenciální hydratační teplo na jednotkovou hmotnost cementu,  $m_c$  [ $\text{kg m}^{-3}$ ] je hmotnost cementu v  $1 \text{ m}^3$  betonu,  $T$  [K] je teplota a  $\xi$  je stupeň hydratace. Vysvětlení ostatních symbolů lze nalézt v citovaných zdrojích [4, 1].

Ve výpočtu budeme uvažovat pro betonovou zálivku následující hodnoty parametrů výše popsaného modelu hydratace (převzato z [4, 1], viz také naše předchozí práce [2] a v ní uvedené zdroje):  $Q_{h,pot} = 510 \times 10^3 \text{ J kg}^{-1}$ ,  $m_c = 400 \text{ kg m}^{-3}$ ,  $B_1 = 23.4 / (24 \times 3600) \text{ s}^{-1}$ ,  $B_2 = 7 \times 10^{-4}$ ,  $\xi_\infty = 0.8$ ,  $\eta = 6.7$ ,  $Q_e / \mathcal{R} = 4600 \text{ K}$ ,  $T_r = 293.15 \text{ K}$ .

## 3. TEPLOTNÍ ANALÝZA

### 3.1. Matematický model

Teplotní analýzu betonového kontejneru 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  $T$  a stupněm hydratace  $\xi$ .

Matematický model úlohy je popsán rovnicí vedení tepla pro  $t \in (t_0, t_f)$  a  $r \in (0, R)$

$$rc(r) \frac{\partial T}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial r} \left( r \lambda(r) \frac{\partial T}{\partial r} \right) = rq(r, t) + rh(r, t, T, \xi), \quad (7)$$

doplněnou integrální podmínkou

$$\xi(r, t) = \xi_0(r) + \frac{1}{Q_{h,pot} m_c} \int_{t_0}^t h(r, s, T(r, s), \xi(r, s)) ds, \quad (8)$$

okrajovými podmínkami pro  $t \in (t_0, t_f)$

$$\frac{\partial T}{\partial r}(0, t) = 0, \quad (9)$$

$$-\lambda(R) \frac{\partial T}{\partial r}(R, t) = \alpha_c(t) (T(R, t) - T_\infty), \quad (10)$$

a počátečními podmínkami pro  $r \in (0, R)$

$$T(r, t_0) = T_0(r), \quad (11)$$

$$\xi(r, t_0) = \xi_0(r). \quad (12)$$

V rovnicích (7)–(12) je  $r$  polohová souřadnice,  $t$  je čas,  $R$  je poloměr řešené oblasti,  $t_0$  je počáteční čas,  $t_f$  je celkový čas,  $T$  je neznámá teplota jakožto funkce  $r$  a  $t$ ,  $\xi$  je neznámý stupeň hydratace jakožto funkce  $r$  a  $t$ ,  $T_0$  je počáteční teplota,  $\xi_0$  je počáteční stupeň hydratace,  $c$  je objemová tepelná kapacita materiálu,  $\lambda$  je součinitel tepelné vodivosti materiálu,  $\alpha_c$  je součinitel přestupu tepla,  $q$  je zdroj tepla od vyhořelého jaderného paliva a  $h$  je zdroj tepla od hydratace a  $Q_{h,pot}$  a  $m_c$  jsou parametry modelu hydratace, viz kapitola 2.3.

### 3.2. Numerické řešení

Pro numerické řešení matematického modelu popsaného rovnicemi (7)–(11) aplikujeme metodu konečných prvků a metodu časové diskretizace. Řešenou prostorovou oblast  $[0, R]$  rozdělíme dělicími body  $0 = r_0 < r_1 < \dots < r_M = R$ . Rozdělením intervalu

$[0, R]$  na jednotlivé podintervaly definujeme (konečně rozměrný) prostor  $\mathcal{V}$  spojitých a po částech lineárních funkcí  $\varphi$ . Grafem takové funkce  $\varphi$  na libovolném podintervalu  $[r_i, r_{i+1}]$ ,  $i = 0, 1, \dots, M-1$ , je úsečka, která je určena hodnotami předepsanými v krajních bodech uvažovaného podintervalu. Rozdělme dále časový interval  $[t_0, t_f]$  na  $N$  podintervalů téže délky  $\Delta t$  tak, že  $t_0 = t^0 < t^1 < \dots < t^{N+1} = t_f$ . Přibližné řešení v  $n$ -tém časovém kroku budeme značit  $T^n$  a  $\xi^n$ . Necht'  $T^0(r) = T_0(r)$  a  $\xi^0(r) = \xi_0(r)$  pro  $r \in [0, R]$ . Pro známé přibližné řešení  $T^{n-1}$  a  $\xi^{n-1}$  v předchozí časové vrstvě hledáme postupně pro  $n = 1, 2, \dots, N+1$  přibližné řešení  $T^n \in \mathcal{V}$ , které splňuje následující rovnici

$$\int_0^R rc(r) \frac{T^n - T^{n-1}}{\Delta t} \varphi dr + \int_0^R r\lambda(r) \frac{\partial T^n}{\partial r} \frac{\partial \varphi}{\partial r} dr + R\alpha_c(t^n) T^n(R) \varphi(R) = R\alpha_c(t^n) T_\infty \varphi(R) + \int_0^R (rq(r, t^n) + rh(r, t^{n-1}, T^{n-1}, \xi^{n-1})) \varphi dr \quad (13)$$

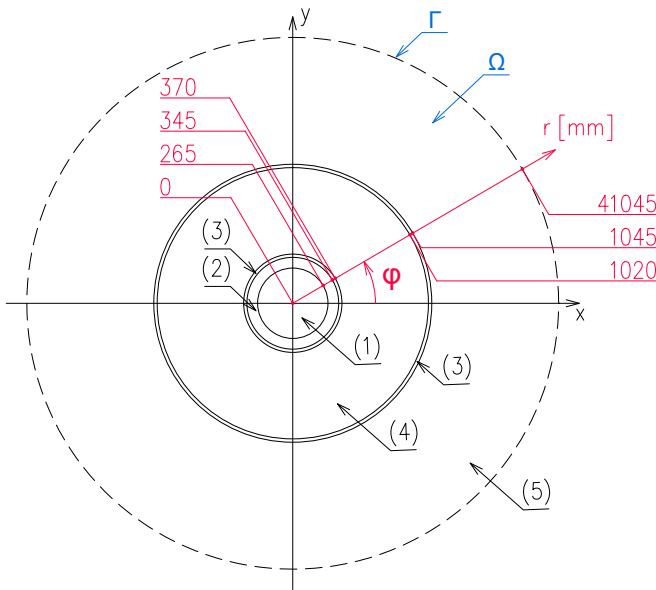
pro všechny funkce  $\varphi \in \mathcal{V}$  a

$$\xi^n = \xi_0 + \frac{\Delta t}{Q_{h,pot} m_c} \sum_{i=0}^{n-1} h(r, t^i, T^i, \xi^i). \quad (14)$$

Problematika konvergence Rotheho metody, existence a jednoznačnosti řešení rovnice vedení tepla s integrální podmínkou modelující hydratační procesy v raném betonu je podrobně studována v publikaci [8, kapitola 18].

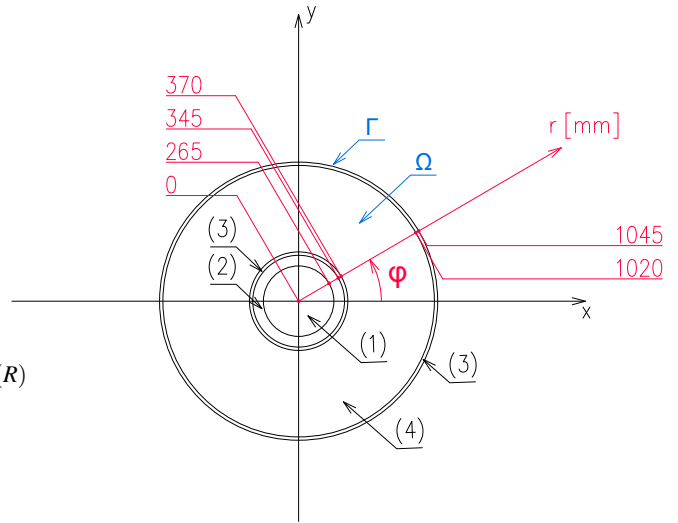
### 3.3. Popis řešených úloh

Výsledný algoritmus je implementován do vlastního výpočetního nástroje vytvořeného v programovacím jazyce Python.



Obrázek 6: Geometrie řešené úlohy. Legenda:  $\Omega$  – řešená oblast,  $\Gamma$  – hranice řešené oblasti, (1) pouzdro s palivem, (2) betonová zálivka, (3) ocel, (4) beton tlumící zóny, (5) horninový masiv. Krátkodobá simulace pro  $t \in (0, 30 \text{ dní})$ .

Geometrie řešené úlohy je patrná z Obrázku 6 a 7. Materiálové vlastnosti v jednotlivých vrstvách řešené oblasti uvažujeme dle Tabulky 1. Tepelný zdroj od vyhořelého jaderného paliva  $q(t)$



Obrázek 7: Geometrie řešené úlohy. Legenda:  $\Omega$  – řešená oblast,  $\Gamma$  – hranice řešené oblasti, (1) pouzdro s palivem, (2) betonová zálivka, (3) ocel, (4) beton tlumící zóny, (5) horninový masiv. Dlouhodobá simulace pro  $t \in (30 \text{ dní}, 100 \text{ let})$ .

se v oblasti nerezového pouzdra s vyhořelým jaderným palivem uvažuje dle vztahu (2), resp. dle Obrázku 5; v ostatních vrstvách řešené oblasti se uvažuje  $q = 0$ . Tepelný zdroj od hydratace  $h(t)$  se v oblasti betonové zálivky uvažuje dle vztahu (3); v ostatních vrstvách řešené oblasti se uvažuje  $h = 0$ . Úloha je řešena ve dvou krocích.

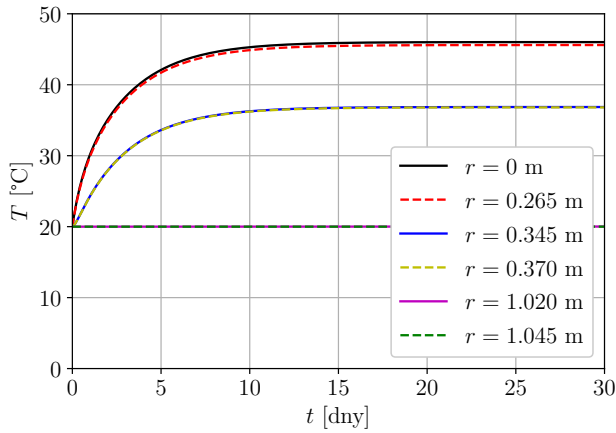
V prvním kroku je simulováno krátkodobé chování kontejneru v čase  $t \in (0, 30 \text{ dní})$ . V této krátkodobé simulaci je modelován samotný kontejner, viz Obrázek 6 vlevo. Celkový poloměr řešené oblasti je tedy  $R = 1.045 \text{ m}$ . Počáteční hodnoty jsou uvažovány jako  $T_0 = 20 \text{ °C}$ ,  $\xi_0 = 0$ . Velikost konečných prvků je nastavena na  $\Delta r = 5 \text{ mm}$ . Časový krok uvažujeme  $\Delta t = 1 \text{ den}$ , celkový čas  $t_f = 30 \text{ dní}$ . Na vnější hranici kontejneru je uvažován přestup tepla (okrajová podmínka (10)) s parametry  $T_\infty = 20 \text{ °C}$ ,  $\alpha_c = 9 \text{ W m}^{-2} \text{ K}$ .

Následně je simulováno dlouhodobé chování kontejneru v čase  $t \in (30 \text{ dní}, 100 \text{ let})$ . V této dlouhodobé simulaci je modelován kontejner i přilehlý horninový masiv hlubinného úložiště, viz Obrázek 6 vpravo. Celkový poloměr řešené oblasti je tedy  $R = 41.045 \text{ m}$ . Počáteční teplota  $T_0(r)$  a počáteční stupeň hydratace  $\xi_0(r)$  v oblasti kontejneru se uvažuje dle výsledků krátkodobé simulace. V oblasti horninového masivu jsou počáteční hodnoty  $T_0 = 20 \text{ °C}$ ,  $\xi_0 = 0$ . Velikost konečných prvků uvažujeme v oblasti betonového kontejneru  $\Delta r = 5 \text{ mm}$ , v oblasti horninového masivu  $\Delta r = 500 \text{ mm}$ . Časový krok uvažujeme  $\Delta t = 1 \text{ den}$ , celkový čas  $t_f = 100 \text{ let}$ . Na hranici řešené oblasti je uvažován nulový tepelný tok (okrajová podmínka (10)) s parametrem  $\alpha_c = 0$ .

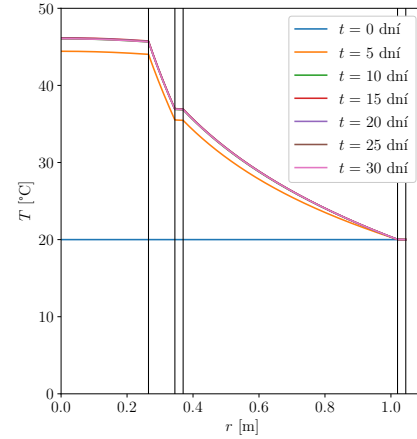
## 4. VÝSLEDKY

### 4.1. Krátkodobá simulace

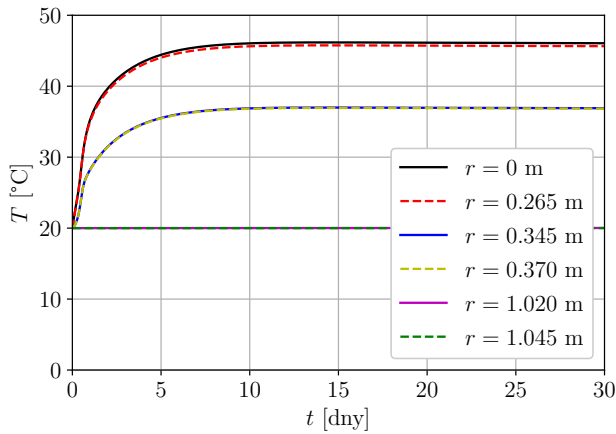
Na Obrázcích 8 až 11 jsou znázorněny výsledné časové vývoje teploty na rozhraních jednotlivých vrstev analyzovaného kontejneru pro krátkodobou simulaci. Z grafů je patrné, že vliv hydratace je největší v rané fázi a to v intervalu nula až pět dní, naopak z výsledků je zřejmé, že po třiceti dnech je vliv hydratace zanedbatelný.



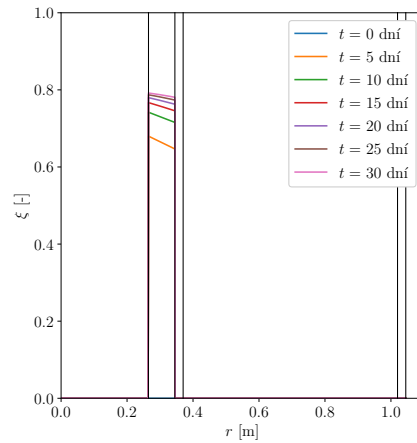
Obrázek 8: Časový vývoj teploty na rozhraních jednotlivých vrstev analyzovaného kontejneru bez hydratace.



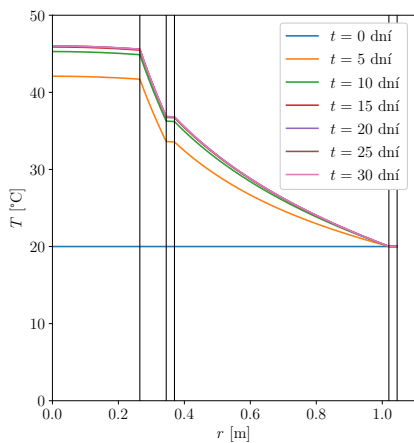
Obrázek 11: Teplotní profily v analyzovaném řezu pro různé časy se zobrazením rozhraní jednotlivých vrstev s uvažováním zdroje od hydratace.



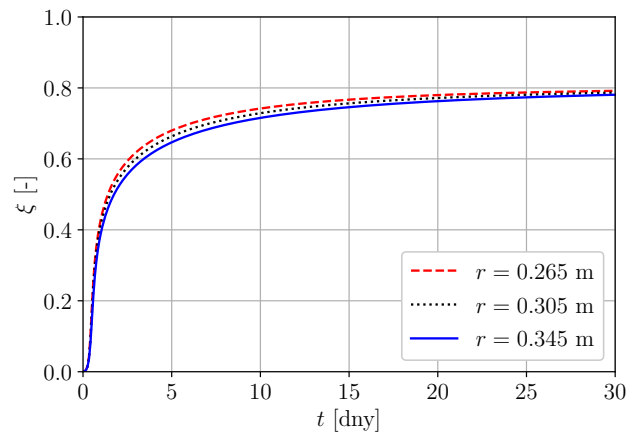
Obrázek 9: Časový vývoj teploty na rozhraních jednotlivých vrstev analyzovaného kontejneru s uvažováním zdroje od hydratace.



Obrázek 12: Průběh stupně hydratace v analyzovaném řezu pro různé časy od provedení zálivky (filleru).



Obrázek 10: Teplotní profily v analyzovaném řezu pro různé časy se zobrazením rozhraní jednotlivých vrstev bez hydratace.



Obrázek 13: Časový vývoj stupně hydratace v různých částech filleru.

## 5. ZÁVĚR

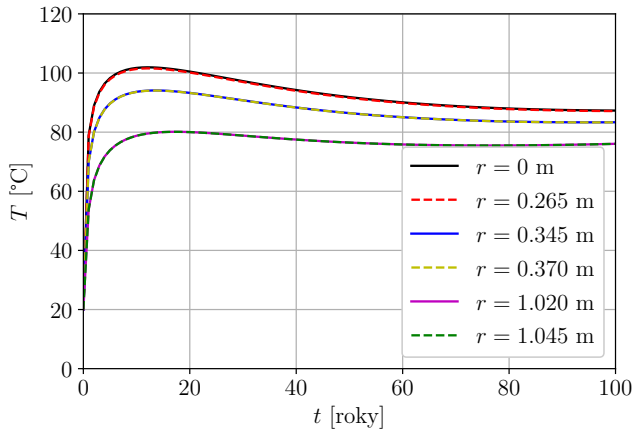
V příspěvku byla prezentována numerická analýza vývoje teploty v betonovém kontejneru úložiště vyhořelého jaderného paliva typu VVER-440 včetně vlivu hydratace. Analýza byla provedena pro krátkodobou a dlouhodobou simulaci. Matematický model sdílení tepla byl implementován do vlastního výpočetního nástroje sestaveného v programu Python. Vytvořený nástroj umožní snadno analyzovat obdobné případy s jinými vstupními parametry (typ paliva, geometrie kontejneru, použité materiály). Dosažené výsledky budou dále využity pro optimalizaci návrhu konstrukce kontejneru a pro simulování jeho dlouhodobého chování.

## Poděkování

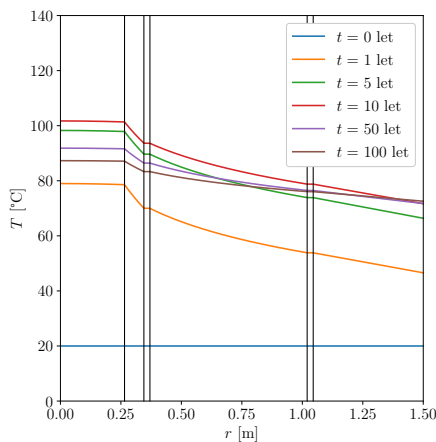
Příspěvek byl vypracován za podpory Technologické agentury České republiky, projekt č. TJ04000186, a Studentské grantové soutěže ČVUT, projekt č. SGS21/001/OHK1/1T/11 a projekt č. SGS21/040/OHK1/1T/11.

## Reference

- [1] Z. P. Bažant and M. Jirásek. *Creep and Hygrothermal Effects in Concrete Structures*. Springer, 2018.
- [2] M. Beneš and R. Štefan. Homogenization of transport processes and hydration phenomena in fresh concrete. *Acta Polytechnica*, 60(1):12–24, 2020.
- [3] EN 1994-1-2. *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design*. CEN, 2005.
- [4] L. Jendele, V. Šmilauer, and J. Červenka. Multiscale hydrothermo-mechanical model for early-age and mature concrete structures. *Adv. Eng. Softw.*, 72:134–146, 2014.
- [5] D. Kobylka. *Optimalizace vzájemné vzdálenosti ÚOS. Technická zpráva číslo 135/2017*. SÚRAO, 2019.
- [6] K. Nedomová, R. Štefan, and M. Beneš. Numerická analýza vývoje teploty v betonovém kontejneru úložiště vyhořelého jaderného paliva typu VVER-440. In *PhD Workshop 2020*, Praha, 2020. ČVUT v Praze, Fakulta stavební, katedra betonových a zděných konstrukcí.
- [7] I. Pospíšková, A. Vokál, F. Fiedler, I. Prachař, and P. Kotnour. *Aktualizace referenčního projektu hlubinného úložiště radioaktivních odpadů v hypotetické lokalitě. Průvodní zpráva*. UJV Řež, a.s., 2012.
- [8] K. Rektorys. *The Method of Discretization in Time and Partial Differential Equations*. D. Reidel, 1982.
- [9] E. Weetjens. *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, 2009.



Obrázek 14: Časový vývoj teploty na rozhraních jednotlivých vrstev analyzovaného kontejneru.



Obrázek 15: Teplotní profily v analyzovaném řezu pro různé časy od umístění kontejneru do hlubinného úložiště se zobrazením rozhraní jednotlivých vrstev.

Na Obrázku 12 a 13 je znázorněn průběh stupně hydratace v betonovém kontejneru. Z výsledků viditelných z grafů je zřejmé, že hydratace probíhá pouze v betonové zálivce a v ostatních částech kontejneru hydratace neprobíhá. Výsledky jsou vykresleny pro různé časy od provedení betonové zálivky.

### 4.2. Dlouhodobá simulace

Na Obrázku 14 jsou znázorněny výsledné časové vývoje teploty na rozhraních jednotlivých vrstev analyzovaného kontejneru pro dlouhodobou simulaci.

Teplotní profily (závislosti teploty na polohové souřadnici  $r$ ) v analyzovaném řezu jsou vykresleny na Obrázku 15.

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

# DYNAMICKÁ ANALÝZA LÁVKY KRÁTKÉHO ROZPĚTÍ Z UHPC

Marek Potřebuješ, \*

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

## ABSTRAKT

Článek se zabývá podrobnou dynamickou analýzou lávky krátkého rozpětí z UHPC. Příspěvek navazuje na diplomovou práci autora, která je zaměřena na rekonstrukci stávající lávky a návrhí nového stavu přemostění Mlýnského potoka v Olomouci.

Dynamická analýza zahrnuje výpočet vlastních tvarů a frekvencí konstrukce, určení odhadu tlumení konstrukce a volbu vhodného modelu dynamického zatížení chodci. Dynamické modely zatížení jsou uvažovány harmonickým zatížením v programu Scia Engineer dle JRC, Design of Lightweight Bridges for Human Induced Vibrations. Cílem posouzení je prokázat spolehlivost konstrukce pro běžné zatěžovací stavy dle platných evropských norem na zatížení chodci a vandalismem.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Lávka pro pěši • UHPC • Dynamická analýza • Předpjatý beton

## ABSTRACT

The article deals with a detailed dynamic analysis of a short-span footbridge made from the UHPC (Ultra-High Performance Concrete). The article follows up on the author's diploma thesis, which focused on reconstruction of already existing footbridge and design of a new footbridge across „Mlýnský potok“ in Olomouc.

Dynamic analysis includes the calculation of natural shapes and frequencies of the construction, determination of the estimate damping ratio of the structures and a selection of an ideal model type suitable for dynamic pedestrian load. Dynamic load models are considered by harmonic load in Scia Engineer according to JRC, Design of Lightweight Bridges for Human Induced Vibrations. The aim of the assessment is to prove the usability of the construction for common loading conditions according to the European standards for pedestrian loads and vandalism.

## KEYWORDS

Footbridge • UHPC • Dynamic analysis • Prestressed concrete

## 1. ÚVOD

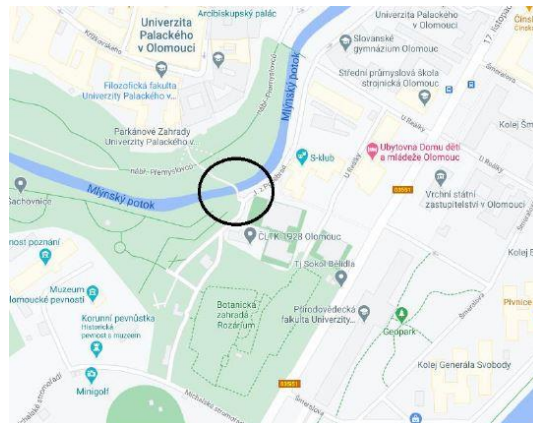
Ultra high performance concrete (UHPC) se v dnešní době uplatňuje čím dál více, např. na konstrukce lávek pro pěši. Použitím tohoto materiálu lze docílit velmi elegantního řešení,

zvláště ve štíhlosti konstrukčních prvků. Ztenčení konstrukčních prvků však vede nejen ke snížení ohybové tuhosti konstrukce, ale zároveň jsou tyto prvky citlivější z hlediska dynamického působení.

Cílem práce bylo stanovení dynamických charakteristik lávky krátkého rozpětí a následná podrobná dynamická analýza lávky. Výpočet byl proveden na dvou výpočetních modelech, a to na prutovém a deskostěnovém modelu.

## 2. POPIS KONSTRUKCE

Navržená lávka se nachází v Olomouci, slouží k převedení stezky pro pěši z Bezručových sadů k areálu tenisových kurtů a přemostňuje Mlýnský potok, který protéká centrem Olomouce a ústí do řeky Moravy.

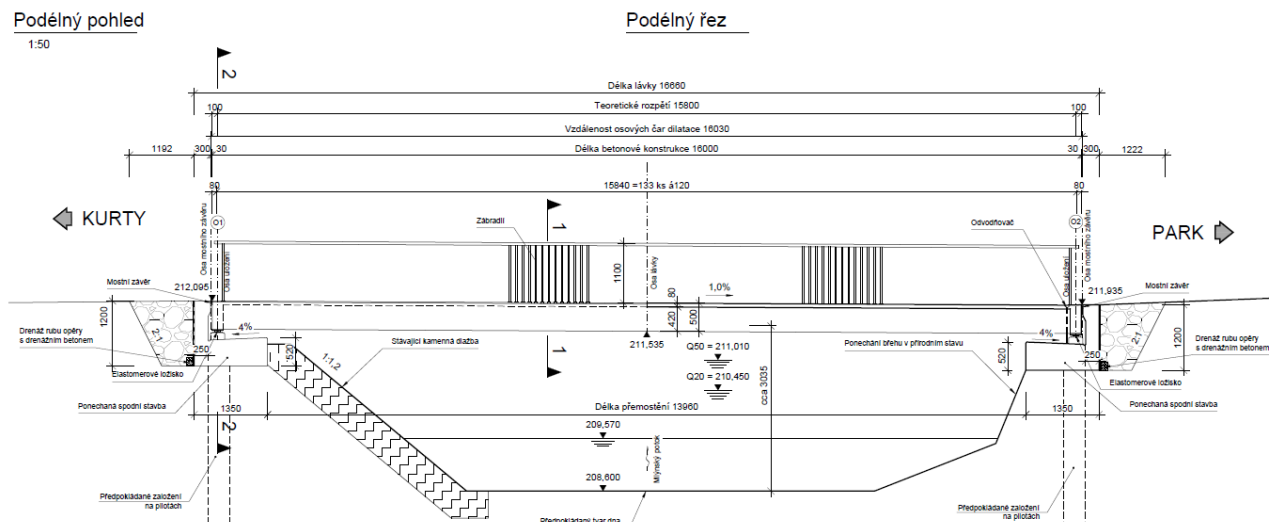


Obrázek 1 Situace stavby

Konstrukce je navržena jako trámová kolmá betonová lávka o jednom poli s rozpětím 16,0 m. Nosná konstrukce je v příčném řezu tvořena 4-mi nosníky obdélníkového tvaru výšky 420 mm a šířky 150 mm. Tloušťka desky a zároveň mostovky je 80 mm. Povrch mostovky je zdrsňen matricí do bednění. Celková konstrukční výška je 500 mm. Volná průchozí šířka je navržena 2,0 m. Výška zabradlí je 1,1 m. Nepředpokládá se provoz cyklistů na lávce. Konstrukce je uložena na elastomerových ložiskách. Spodní stavba je tvořena krajními opěrami tvořenými nízkými prahy tloušťky cca 400 – 450 mm. Prahy jsou osazeny do svahů bez křidel. Spodní stavba je založena na beraněných železobetonových pilotách, které jsou vetknuty do základu spodní stavby.

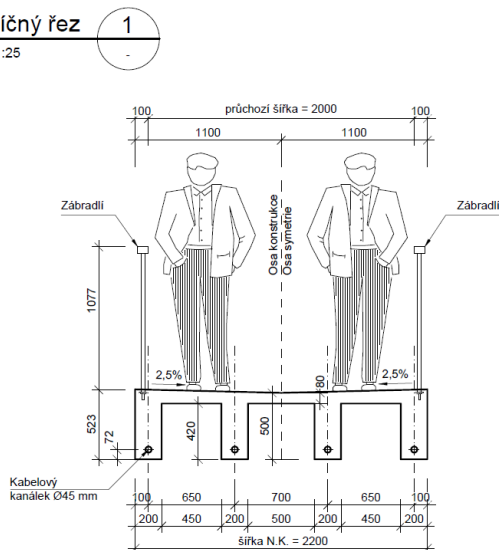
\* Školitel: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc, FEng.

Podélný pohled  
1:50



Obrázek 2 Podélný pohled a řez

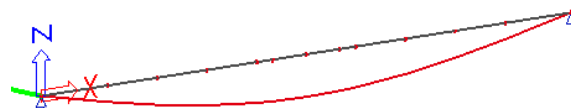
Příčný řez  
1:25



Obrázek 3 Příčný řez

Tabulka 1 Vlastní frekvence lávky na prutovém modelu

Číslo vlastní frekvence	Vlastní frekvence [Hz]		Popis vlastního tvaru
	vypočtené pro stálé	vypočtené pro rozložení hmot stálé spolu s chodci	
1	4,27	4,07	první ohybový tvar
2	17,02	16,21	druhý ohybový tvar



Obrázek 4 První vlastní tvar kmitání na prutovém modelu

### 3. ZÁKLADNÍ VSTUPNÍ INFORMACE

#### 3.1. Vlastní frekvence a tvary konstrukce

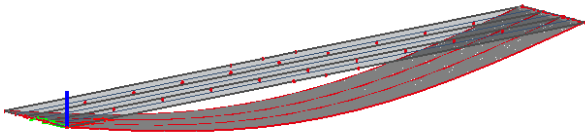
Výpočet vlastních frekvencí byl proveden v softwaru Scia Engineer 20.0. Byly použity dva výpočetní modely, prutový model a deskostěnový model. Poté byly výsledky ověřeny a porovnány. Vlastní tvary a jim odpovídající vlastní frekvence byly vypočteny na modelu bez zatížení chodci a poté na modelu zatíženým chodci modelovaným jako spojité zatížení. Zatížení odpovídá velikosti  $700 \text{ Nm}^{-2}$  na celé ploše lávky. Rovnoměrné zatížení simuluje zatížení chodci a odpovídá přibližně hmotnosti jedné osoby na metr čtvereční.

V Tabulka 1 jsou uvedeny vypočtené vlastní frekvence na prutovém modelu lávky. Nejnižší a zároveň kritická frekvence lávky odpovídá hodnotě 4,27 Hz. Na Obrázek 4 je zobrazen první vlastní tvar kmitání lávky na prutovém modelu.

V Tabulka 2 jsou uvedeny vypočtené vlastní frekvence na deskostěnovém modelu lávky. Nejnižší a zároveň kritická frekvence lávky odpovídá hodnotě 4,25 Hz. Na Obrázek 5 je zobrazen první vlastní tvar kmitání lávky na deskostěnovém modelu.

Tabulka 2 Vlastní frekvence lávky na deskostěnovém modelu

Číslo vlastní frekvence	Vlastní frekvence [Hz]		Popis vlastního tvaru
	vypočtené pro stálé	vypočtené pro rozložení hmot stálé spolu s chodci	
1	4,25	4,03	první ohybový tvar
2	11,91	11,48	kroucení v příčném směru a vodorovný ohyb
3	16,64	15,77	druhý ohybový tvar



Obrázek 5 První vlastní tvar kmitání na deskostěnovém modelu

Z porovnání výsledků lze určit, že hodnota první vlastní frekvence kmitání je téměř totožná v obou případech. Pro druhý ohybový tvar jsou hodnoty taktéž velmi podobné. Lze tedy předpokládat, že lávka je namodelována správně.

Dle normy ČSN EN 1992-1-2-Z4 se musí lávky ověřit z hlediska dynamického zatížení chodci, pokud se některá vlastní frekvence svislého kmitání nachází v oblasti 1,3 Hz až 2,3 Hz u nízko tlumených konstrukcí nebo v oblasti frekvencí 2,5 Hz až 4,6 Hz. V našem případě se vlastní frekvence svislého kmitání, která činí 4,25 Hz, nachází v daném intervalu a je nutno provést podrobnou dynamickou analýzu. V dynamické analýze se ověří, zda svislé a vodorovné zrychlení je v přípustných mezích, je vyloučeno riziko vzniku „lock-in“ efektu a vynucené kmitání od úmyslného rozkmitání lávky nezpůsobí poruchu nebo havárii.

### 3.2. Odhad tlumení konstrukce

Hodnota útlumu se určuje podle použitého materiálu, lokálních podmínek podepření a celkovém uspořádání konstrukce. Hodnota minimálního poměrného útlumu  $\xi$  pro předpjatý beton je 0,5 %, střední hodnota je 1,0%. V našem případě je ve výpočtu uvažován poměrný útlum roven 0,5% dle doporučení JRC.

Logaritmický dekrement útlumu  $\delta$  konstrukce je součet jednotlivých složek útlumu. Jedná se o hodnoty útlumu dle materiálu hlavní nosné konstrukce ( $\delta_1$ ), konstrukčního typu ( $\delta_2$ ) a typu uložení ( $\delta_3$ ). Pro výpočet jsou uvažovány minimální hodnoty logaritmického dekrementu útlumu, aby byl vyvozen nejnepříznivější stav konstrukce. Pro předpjatý beton je hodnota  $\delta_1$  rovna 0,020, pro betonovou konstrukci je  $\delta_2$  rovna 0,020 a pro elastomerová ložiska je hodnota  $\delta_3$  rovna 0,010. Celková hodnota pro logaritmický dekrement útlumu je  $\delta = 0,045$ .

### 3.3. Dynamické modely zatížení

Dynamické modely zatížení, které uvádí JRC, jsou uvažovány rovnoměrným harmonickým zatížením  $p(t)$  [ $N \cdot m^{-2}$ ], které představuje dav lidí  $n$  rozmístěný po celé pochozí ploše lávky. Třída provozu na lávce je uvažována jako nízká, při které je intenzita provozu  $d_i = 0,32 \text{ os} \cdot m^{-2}$ .

$$p(t) = P \cdot \cos(2\pi f_s t) \cdot n' \cdot \psi \quad [N \cdot m^{-2}] \quad (1)$$

- $P$  [N] síla vyvozená jedním chodcem
- $f_s$  [Hz] frekvence lidského kroku totožná s vyšetřovanou vlastní frekvencí
- $n'$  [ $m^{-2}$ ] ekvivalentní počet chodců na pochozí ploše lávky

- $\psi$  [-] redukční koeficient zahrnující pravděpodobnost synchronizace frekvence lidského kroku s vlastní frekvencí lávky
- $P \cdot \cos(2\pi f_s t)$  harmonické zatížení způsobené jedním chodcem

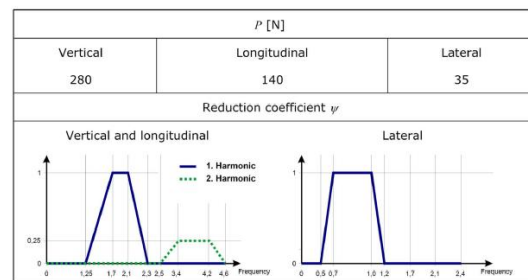
Ekvivalentní počet chodců na lávce je vyjádřen pomocí vzorce:

$$n' = \frac{10,8 \sqrt{\xi \cdot n}}{S} \quad [\text{os} \cdot m^{-2}] \quad (2)$$

- $\xi$  [-] poměrné tlumení
- $n$  [os.] počet osob na lávce
- $S$  [ $m^2$ ] pochozí plocha lávky

Lávka se nachází ve veřejném parku. Nepředpokládá se velký výskyt chodců. Proto je zvolena nízká intenzita provozu, při které je stanoven počet osob na lávce 10. Odpovídá to přibližně třetinové obsazenosti plochy lávky, tento stav může nastat například při kulturní akci v parku, případně na sportovní akci na nedalekých tenisových kurtech.

Hodnota redukčního součinitele se stanoví z Obr. 6, který je převzat z - (JRC 2009).

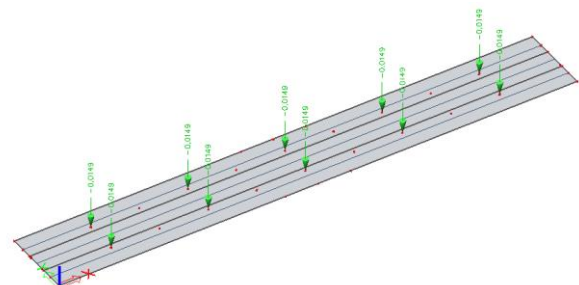


Obrázek 6 Hodnoty redukčních součinitelů dle JRC

V následující Tabulka 3 je shrnutí vstupních parametrů pro určení harmonického zatížení.

Tabulka 3 Parametry pro dynamickou analýzu

P	f	$\xi$	n	$n'$	$\psi$	$p(t)$
[N]	[Hz]	[%]	[os. $\cdot m^{-2}$ ]			[N. $\cdot m^{-2}$ ]
280	4,25	0,5	10	0,067	0,25	4,65

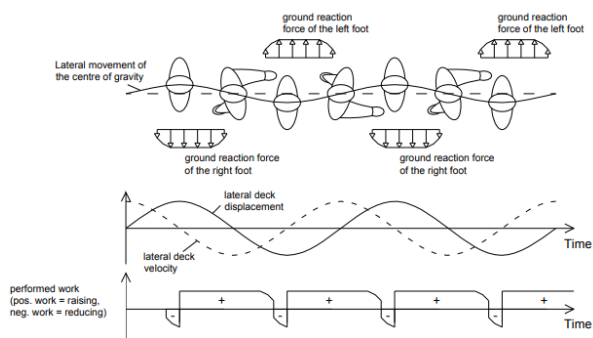


Obrázek 7 Zatížení lávky od chodců

Zatížení lávky je vymodelováno pomocí harmonických sil umístěných v uzlech kmitání na desce mostovky. Následně je vygenerována hmota v místě uzlů kmitání, která odpovídá

velikosti síly vyvozená jedním chodcem. Ta slouží pro dynamickou analýzu konstrukce.

Při chůzi může nastat jev, kdy se člověk pohybuje též do strany, který se také nazývá „námořnické chůze“. Těžiště se v tomto případě nepohybuje pouze ve svislém směru, ale také do stran, kdy se hmota člověka přesouvá z jedné nohy na druhou. Celý tento jev synchronizace chodce s lávkou kmitající v příčném směru může způsobit efekt „lock-in“. Schéma účinků „námořnická chůze“ je zobrazen na *Obrázek 8*.



Obrázek 8 Schéma účinků „námořnické chůze“ dle JRC

Riziko vzniku efektu „lock-in“ je ověřeno podle hodnot vodorovného zrychlení při harmonickém zatížení chodců. Pokud hodnota vodorovného zrychlení nepřekročí hodnotu  $0,1 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$ , lze vyloučit vznik efektu „lock-in“.

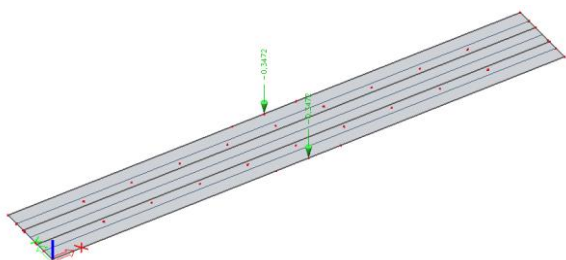
V neposlední řadě je nutné posoudit lávku z hlediska působení vandalů, kdy se osoba nebo skupina osob snaží úmyslně rozkmitat lávku. Výpočet harmonického zatížení je obdobný jako v předchozím případě. Tíha jednoho člověka se uvažuje  $700 \text{ N}$ . Při svislém zrychlení  $\frac{1}{2}g$  se pohyb stává nemožným, proto lze snížit hodnotu potřebnou k vybudení na polovinu. Harmonické zatížení je uvažováno následovně:

$$p(t) = P \cdot \cos(2\pi f_s t) \cdot n' \cdot \psi \quad [N \cdot m^{-2}] \quad (3)$$

V následující *Tabulka 4* je shrnutí vstupních parametrů pro určení harmonického zatížení od vandalů.

Tabulka 4 Parametry pro zatížení vandalů

P [N]	f [Hz]	$\xi$ [%]	n [os. $\cdot\text{m}^{-2}$ ]	n'	$\psi$	p(t) [N. $\text{m}^{-2}$ ]
350	4,25	0,5	10	1	1	347,2



Obrázek 9 Zatížení lávky od vandalů

Zatížení lávky od vandalů je vymodelováno pomocí harmonických sil umístěných uprostřed rozpětí na kraji desky. Následně je vygenerována hmota uprostřed rozpětí na kraji desky, která odpovídá velikosti síly vyvozená jedním vandalem. Ta slouží pro dynamickou analýzu konstrukce.

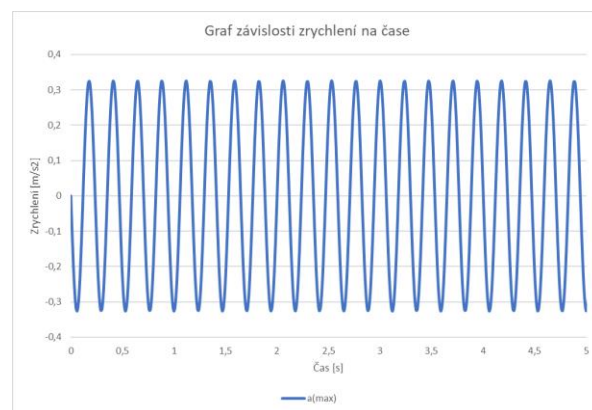
## 4. VÝSLEDKY DYNAMICKÉ ANALÝZY

### 4.1. Dynamická odezva lávky

Podrobnou dynamickou analýzou byly vypočteny maximální průhyby uprostřed rozpětí lávky. Výpočet zrychlení od zatížení chodce se určí z následujícího vzorce.

$$a_v = \omega^2 \cdot u_z \quad [m \cdot s^{-2}] \quad (4)$$

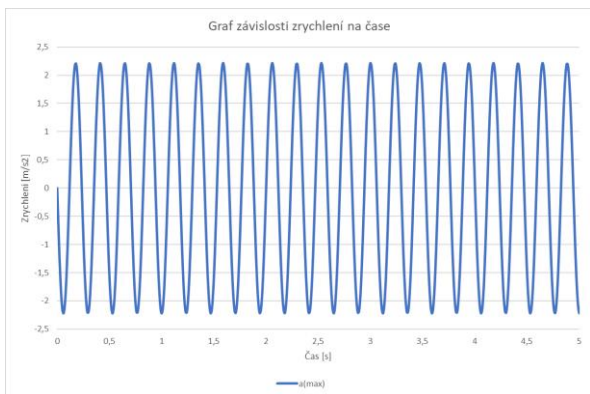
Vypočtený svislý průhyb od zatížení chodců je  $u_z = 0,458 \text{ mm}$ . Následně je vypočtena amplituda zrychlení ve svislém směru, kdy maximální hodnota je rovna  $a_v = 0,326 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$ . Na *Graf 1* je znázorněna amplituda zrychlení v čase. Z grafu lze odečíst, že perioda je přibližně  $0,25 \text{ s}$ . Vodorovné zrychlení způsobené příčným kmitáním je rovno  $a_h = 0,0006 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$ . Vypočtený vodorovný průhyb od příčného kmitání je  $u_y = 0,008 \text{ mm}$ . Frekvence pro vodorovné kmitání je rovna  $11,91 \text{ Hz}$ .



Graf 1 Graf závislosti zrychlení na čase od zatížení chodci

Výpočtený svislý průhyb od zatížení vandalů je  $u_z = 3,114 \text{ mm}$ . Následně je vypočtena amplituda zrychlení, kdy maximální hodnota je rovna  $a_v = 2,218 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$ . Na *Graf 2* je znázorněna amplituda zrychlení v čase. Z grafu lze odečíst, že perioda je přibližně  $0,25 \text{ s}$ .





Graf 2 Graf závislosti zrychlení na čase od zatížení vandaly

#### 4.2. Posouzení

Porovnáním maximálního zrychlení vyvolaného 10-ti chodci, které činí  $a_v = 0,326 \text{ m.s}^{-2}$ , odpovídá podle normy třídy pohody chodců na „vysoká“. Svislé zrychlení je menší než  $0,50 \text{ m.s}^{-2}$ , které je limitní hodnotou pro vysokou třídu pohody chodců.

Hodnota vodorovného zrychlení způsobeného svislým kmitáním chodci je velmi nízká, činí zrychlení o velikosti  $0,0006 \text{ m.s}^{-2}$ . Tato hodnota splňuje podmínku pro vyloučení rizika vzniku efektu „lock-in“.

U zatížení vandaly vychází zrychlení kolem  $2,2 \text{ m.s}^{-2}$ , které odpovídá podle normy tříd pohody chodců „nízká“. Avšak pro tento stav by museli vandalové rozkmitat lávku v periodě přibližně  $0,25 \text{ s}$  a zároveň by museli synchronizovat pohyb. Je tedy velice nepravděpodobné, že se tento stav vyskytne na lávce. Konstrukce se musí dále posoudit pro nevratné deformace konstrukce a na mezní stav únosnosti od dynamického zatížení.

### 5. ZÁVĚR

Článek navazuje na autorovu diplomovou práci, která se věnuje variantnímu řešení lávky krátkého rozpětí z UHPC v Olomouci, a věnuje se podrobné dynamické analýze lávky.

Přestože se jedná o lávku krátkého rozpětí, nosná konstrukce je subtilní a je zde riziko, že lávka bude citlivá na dynamické buzení od zatížení chodců. První část výpočtu je věnována určení vlastní frekvence a tvarům kmitání lávky. Pro deskostěnový model byl vytvořen zjednošený prutový model na ověření správnosti modelu konstrukce. Z výsledků bylo zřejmé, že se lávka nachází v kritickém intervalu svislých konstrukcí pro první ohybový tvar lávky. Následně byl určen odhad tlumení konstrukce pro zvolený materiál lávky. Dynamické modely zatížení byly uvažovány harmonickým rovnoměrným zatížením, kde byl uplatněn vzorec z ČSN EN 1991-2 Změna Z4. Vyšetřovány byly dva stavy, běžný provoz na lávce při obsazenosti přibližně třetiny plochy lávky a mimořádná situace při úmyslném rozkmitání lávky. Dále bylo ověřeno vyloučení rizika vzniku efektu „lock-in“ zda nedochází k synchronizaci zatížení od chodců s vodorovným kmitáním konstrukce.

Výpočet prokázal bezpečnost konstrukce pro běžný stav, který se může vyskytnout na lávce a odpovídá vysoké třídě

pohody chodců. Za zmínku stojí pouze úmyslné rozkmitání lávky vandaly, kdy vychází zrychlení lávky kolem  $2,2 \text{ m.s}^{-2}$ . Pro tento stav by však museli vandalové synchronizovat pohyb za velmi krátké periody, proto je vybuzení takového zrychlení velmi nepravděpodobné.

### PODĚKOVÁNÍ

Poděkování patří Ing. arch. Ing Františku Denkovi, PhD. za konzultace a užitečné rady a pomoc při vypracování této práce.

### Reference

- JRC, 2009, Design of Lightweight Bridges for Human Induced Vibrations  
 ČSN EN 1991-2ed.2; ČSN EN 1991-2 Změna Z4  
 Potřebuješ, M. (2021) *Lávka pro pěší z UHPC přes Mlýnský potok v Olomouci* (Diplomová práce, České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební)

# BETONOVÝ MONUMENT V JABLONCI NAD NISOU

Anna Riedlová, \*

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



Obrázek 1: Betonový monument – 3D model

## ABSTRAKT

V Jablonci nad Nisou se nachází hned několik funkcionalistických staveb. V rámci jejich zviditelnění a upozornění na problémy rekonstrukcí historických objektů vznikl návrh betonového monumentu.

Tento monument se skládá ze 4 stěn, kde každá stěna představuje jednu funkcionalistickou stavbu. Stěny jsou z barevného pohledového betonu, na kterých je pomocí fotogravury vytvořena fotografie budovy, kterou znázorňuje.

Barevnost stěn byla určena na základě betonových vzorků, které byly vytvořeny ve školní laboratoři. Na těchto vzorcích se také hodnotil vliv množství pigmentu na barevnost betonu.

Pro získání přehledu o tématu pohledového, grafického a barevného betonu vznikla rešerše.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Pohledový beton • monument • funkcionalismus • grafický beton • pigment

## ABSTRACT

In Jablonec nad Nisou, there are several functionalist buildings. A concrete monument was designed, in order to commemorate them and to raise awareness about the problems with reconstructions of historical objects in general.

The monument consists of 4 walls, each of them representing one functionalist building. The walls are made of coloured fair-face concrete and on each of them is picture of

building symbolized by the wall, made with graphic concrete technology.

The colours of the walls were determined based on samples of the concretes, which were created in the school laboratory. Based on these samples, the effect of the amount of pigment on the colour of the concrete was evaluated.

A background research was created to get an overview of the topic of fair-face, graphic and coloured concrete.

## KEYWORDS

fair-face concrete • monument • functionalism • graphic concrete • pigment

## 1. ÚVOD

Nápad návrhu monumentu vznikl na základě moderní architektury v Jablonci, která upoutá nejen svým vzhledem ale i použitými materiály. Další motivací je aktuální stav historických objektů. Ve městě je nespočet historicky významných a zajímavých objektů. Bohužel nejsou všeobecně známé a mnoho obyvatel Jablonce nemá ponětí, jak výjimečná architektura se v tomto městě nachází. Tato neznalost vede k tomu, že jsou historické budovy poškozovány a ničeny nevhodnými zásahy při rekonstrukcích, nebo dokonce odstraněny úplně.

Monument poukazuje na významné stavby jabloneckého funkcionalismu a chce upozornit diváka na problémy s rekonstrukcemi historických objektů, na památkovou ochranu

\* Školitel: doc. Ing. Iva Broukalová, Ph.D.

budov a také, jak je důležité o dané stavby pečovat, aby zde byly i pro další generace.

Monument se skládá ze 4 stěn z barevného pohledového betonu. Každá stěna znázorňuje jednu významnou funkcionalistickou stavbu z Jablonce. V každé stěně je otvor, který je pro danou stavbu typický. Na stěně se také nachází fotografie, která je vytvořena pomocí fotogravury.

Při navrhování monumentu byl testován vliv množství pigmentu na probarvení betonu. Bylo vyrobeno několik vzorků, kde bylo použito rozdílné množství pigmentu. Na základě tohoto testu pak byla určena barevnost stěn monumentu.

## 2. BETONOVÝ MONUMENT

### 2.1. Funkcionalismus

Tento architektonický sloh spadá do období 1922-1938. Funkcionalismus rozvíjí myšlenky purismu a konstruktivismu. Jeho pojmenování prozrazuje, že hlavní důraz je kladen na funkci objektu, na jeho praktické využití v souladu s účelem, pro co byla daná stavba navržena. Funkce domu má mít perspektivu, je nutné domýšlet harmonii vztahů mezi člověkem a přírodou. Funkčnost architektury je před jejím uměleckým ztvárněním, důraz se klade na hospodárnost stavby, na hledisko prostorového uspořádání, důležitým aspektem je konstrukční ekonomie.

Typickými znaky funkcionalismu jsou ploché střechy, které mohou sloužit k rekreaci, Dispozice objektů je především funkční, okna jsou pásová. Průčelí budov je jednoduché, bez ornamentů a bývá bíle omítnuto. Nejčastější konstrukční systém je železobetonový / ocelový skelet. Ten zajišťuje volné přízemí a umožňuje prosklení. Jako konstrukční materiály se využívají šamotové cihly, ocel a beton.

#### 2.1.1. Funkcionalismus v ČR

Nejvýznamnější stavbou v České republice je Vila Tugendhat. Architektem této stavby je Ludwig Mies van der Rohe. V tomto objektu je snaha o propojení obytného prostoru s vnějším prostorem. Konstrukce vily je tvořena ocelovým skeletem, železobetonovými stropy a cihelným zdívem.



Obrázek 2: Vila Tugendhat

#### 2.1.1. Funkcionalismus v Jablonci nad Nisou

Nejvýznamnější funkcionalistické stavby v Jablonci jsou motivem a hlavní inspirací betonového monumentu.

#### Kostel Nejsvětějšího srdce Páně

Kostel má klasický trojlodní půdorys s příčnou lodí. Ke kostelu přiléhá v pravém úhlu sakristie a budova děkanství, mezi ně je vložena mohutná hranolová věž. Základní konstrukci

kostela včetně střechy a věže tvoří železobetonový skelet. Fasáda kostela i děkanství jsou obloženy kabřincem.

Na prostranství vedle kostela je navrženo umístění projektovaného betonového monumentu.



Obrázek 3: Kostel Nejsvětějšího srdce Páně

#### Háskova Vila

Jedná se o třípodlažní objekt s půdorysem ve tvaru písmene L, kde základní rozvržení tvoří dvě kolmá křídla, menší jižní a rozsáhlejší, aerodynamicky zaoblené západní křídlo, které obsahuje hlavní obytné prostory a nad kterým je třetí patro. Obývací pokoj je situován v západním křídle, kde se nachází i schodiště s prosklenou stěnou.



Obrázek 4: Háskova vila

#### Schmelowského vila

Konstrukce vily je na svou dobu značně progresivní – jejím základem je stejně jako např. u prosluněné vily Tugendhat ocelový skelet, vyplněný tzv. sendvičovým zdívem. Střecha domu je plochá a rámy oken i dveří kovové. Jako omítky je užito tehdy moderního a oblíbeného břizolitu.

#### Kantorova vila

Exteriér vily působí velmi jednoduše a neutrálně – krychlový tvar s plochou střechou; střídá kompozice fasády, žádné rafinované detaily nebo kontrastní prvky. Je čtyřpodlažní, výrazně krychlové hmoty jsou prolomeny nepravidelným rastrem oken. Nejvýraznějším prvkem bíle omítaných fasád je vstup s travertinovým obkladem a prosklenými dveřmi s mříží.



Obrázek 5: *Schmelowského vila*



Obrázek 6: *Stěna zobrazující Kantorovu vilu*



Obrázek 7: *Kantorova vila*



Obrázek 8: *Stěna zobrazující stavbu kostela*

## 2.2. Návrh monументu

### 2.2.1. Symbolika

Jako materiál pro monумент byl zvolen beton, protože se k těmto moderním stylům hodí a v období výstavby vil a kostela se začal více prosazovat. Jeho výhodou je velká variabilita, jak tvaru, tak i pohledových a povrchových úprav, poměrně vysoká odolnost proti povětrnostním vlivům, objemová stálost a fakt, že není složitá a náročná údržba.

Monument je navržen v odstínech červené barvy, kterou jsem vybrala podle červených okenních rámců, které se nachází na Schmelowského vile.

Ve stěnách, které tvoří monумент, jsou otvory, které charakterizují danou stavbu: pro **Kantorovu vilu** je to vstup s travertinovým obkladem a prosklenými dveřmi s mříží. Pro **kostel Nejsvětějšího srdce Páně** to jsou okna na kostelní věži, pro **Schmelowského vilu** je typické kulaté okno s výhledem do zahrady a pro **Háskovu vilu** to je soubor tří kulatých okýnek.



Obrázek 9: *Stěna zobrazující Schmelowského vilu*



Obrázek 10: *Stěna zobrazující Háskovu vilu*

### 2.3. Konstrukční návrh

Celkový rozměr panelů je 2,8 x 4 x 0,12 m, přičemž 0,3 m je pod úrovní terénu.

Konstrukční návrh byl proveden pro všechny stěny. Vyztužení pak bylo zvoleno jednotné podle nejvíce namáhané stěny.

Jako zatěžovací stavy byly zvoleny: vlastní tíha konstrukce, lidé stojící na horní hraně stěny, lezoucí člověk a vítr. Z těchto zatěžovacích stavů byly vytvořeny kombinace zatížení, které by na stěny monumentu mohly působit. Na základě výpočtu bylo navrženo vyztužení sítí Ø6 mm s oky 100x100 mm, která je umístěna na střednici stěny. Po celé délce stěny se nachází svislá výztuž Ø10 po 300 mm, která je navržena na zatížení od větru. Dále se ve stěně nachází výztuž v rozích Ø8 mm, při spodním a vrchním okraji se nachází výztuž Ø12 mm, výztuž okolo kruhového otvoru je Ø8 mm.

Manipulační úchyty a související výztuž byly navrženy podle podkladů výrobce Halfen.

Monument byl navržěn z těchto materiálů: ocel B 500B, beton C 30/37 – XC4, XF1 – Cl 0,20 – D<sub>max</sub> 8 – S4 a podle Technických pravidel pro Pohledový beton byla zvolena kritéria pro pohledový beton: PB3 – C2 – H1 – B3 – T2. Jako pigment je zvolen FEPREN TP303 červené barvy. K vytvoření fotografií na povrchu stěn je zvolen postup s použitím zpomalovače tuhnutí, proto by byla zvolena betonáž v horizontální poloze.

Pro přesný výběr barvy, kameniva a požadavků na povrch, by bylo nutné zhotovit referenční stěny.

### 2.4. Výroba betonových vzorků

Pro určení vhodné barvy betonu, byly vyrobeny betonové vzorky. Bylo zhotoveno 6 sad po 3 trácích o rozměrech 40x40x160 mm.

První tři sady vzorků jsou bez použití červeného pigmentu jen s rozdílným kamenivem – čedič, křemenný písek a písek. Zbývající tři sady obsahují od 2-6 % pigmentu z hmotnosti cementu a jeden druh kameniva – praný křemičitý písek. Pigment byl použit FEPREN TP303.

Vzorek	Cement [g]	Voda [g]	Kamenivo	Pigment - FEPREN TP303
1	450	225	křemenný písek PR1-2 – 338 g PR31 (0,1-1) - 1013 g	-
2	450	225	písek - 1351 g	-
3	450	225	čedič - 1351 g	-
4	450	225	křemenný písek PR1-2 – 338 g PR31 (0,1-1) - 1013 g	9 g (2 % z cementu)
5	450	225	křemenný písek PR1-2 – 338 g PR31 (0,1-1) - 1013 g	18 g (4 % z cementu)
6	450	225	křemenný písek PR1-2 – 338 g PR31 (0,1-1) - 1013 g	27 g (6 % z cementu)

Tabulka 1: Složení betonových směsí

Výroba vzorků proběhla ve školní laboratoři s pomocí p. inženýra Fládra. Nejprve byly naváženy všechny potřebné materiály pro nebarevné vzorky podle tabulky složení směsí. Navážené materiály byly vloženy do míchačky a proběhlo míchání. Betonová směs byla vložena do vymazaných forem a zvlivována. Při výrobě barevných vzorků začátek proběhl obdobně. V kroku vkládání materiálů do míchačky se přidala ještě suspenze vody a pigmentu. Zkušební vzorky byly ponechány ve formách zakryté, aby nedocházelo k jejich vysychání. Nafocení vzorků proběhlo v den vyndání z forem a po měsíci zhotovení, aby bylo možné porovnat barevnost.

Z fotek (obrázek 11 a 12) je patrné, že vzorky jsou tmavší den po zhotovení. To je způsobeno tím, že beton ještě obsahuje vlhkost. U vzorků s pigmentem je patrné, že vzorky, které obsahují více pigmentu mají výraznější odstín červené než ty, které mají menší procento pigmentu z hmotnosti cementu. Vzorky mohou být světlejší díky tomu, že bylo použito nejsvětějšího kameniva, aby sytost barvy bylo co nejvíce vidět. Při realizaci by bylo použito tmavé kamenivo, aby fotografie, které vzniknou vymytím povrchu po použití zpomalovače tuhnutí, více vynikly na povrchu stěn. U vzorků, kde je použito rozdílné kamenivo, není tak patrný rozdíl v tmavosti, jak se předpokládalo, a tak toto vyhodnocení je zbytečné, protože není prokazatelně vidět.



Obrázek 11: Porovnání všech vzorků s různým kamenivem



Obrázek 12: Porovnání všech vzorků s pigmentem

## 3. POHLEDOVÝ BETON

Pohledový beton lze popsat jako beton, který se nezakrývá a je vidět. Na konstrukce, které již nebudeme zakrývat, jsou kladeny požadavky na vzhled. Požadovaný vzhled musí být jasně specifikován, ať už se jedná o geometrický tvar konstrukce, strukturu, texturu povrchu anebo barvu betonu. Tyto specifikace určuje projektant, popř.

architekt dle požadavků investora, které vycházejí z technického předpisu. Požadavky na vzhled se specifikují pomocí pěti tříd od PB0 po PB3 + PBS. Nejvyšší třída je architektonický beton, na který jsou kladeny velmi vysoké požadavky. Vzhled pohledového betonu může být velmi různorodý vytvořený pomocí speciálních bednění, speciálního složení čerstvé betonové směsi, a taky pomocí speciálních technologií povrchových úprav.

### 3.1. Povrchové úpravy betonů

Za primární ochranu povrchu betonové konstrukce považujeme správný návrh betonové směsi, její zpracování, ukládání a ošetřování. Pokud primární ochrana není dostatečná, můžeme přistoupit k sekundární ochraně – tj. povrchovým úpravám. Povrchové úpravy mohou plnit funkci ochrannou, ale také funkci estetickou. Výběr povrchové úpravy by měl být součástí návrhu betonové konstrukce, kde se zohlední životnost a trvanlivost. Dále návrh úpravy závisí na typu a funkci konstrukce a její umístění.

Požadavky na vlastnosti jsou rozdílné dle druhu povrchových úprav, druhu materiálu, konstrukce a prostředí, kterému bude odolávat. Některé požadavky musí splňovat v podstatě všechny povrchové úpravy.

### 3.2. Grafický beton

Pojmem grafický beton se označuje pohledový beton, který má na sobě „vytisknutý“ libovolný obrázek, fotografii anebo grafický motiv. Je to vysoce oblíbená úprava betonových povrchů u architektů a investorů, ale je technologicky velmi náročná. Autorem této speciální úpravy povrchu je finský architekt Samuli Naamanka.

Technologie výroby je založena na nanesení zpomalovače tuhnutí (retardéru) v požadované grafice na membránu. Zpomalovač je bodově nanesen na vhodnou membránu, která se vyznačuje velkou pevností a tuhostí. Při individuálních návrzích je možné nanášet zpomalovač i manuálně štětcem. Tato potíštěná membrána je vložena do bednění a zalita betonem. Používá se normální nebo samozhutnitelný beton. Po stanovené době, kdy prvek vytvrdne (cca 24 hodin), je možné ho odbednit, uvést do svislé polohy a odstranit membránu. Po sejmutí membrány se povrch prvku vymyje vysokotlakým čističem. Rozdíl mezi zhydratovaným, světlým, hladkým betonem a plochami, kde po vymytí nezhydratovaného cementu zůstává vystupující kamenivo, vytváří výsledný vzor. Architekt může vzhled fasády ovlivnit nejen výběrem grafiky na jeho povrchu, ale také velikostí a opakováním vzoru, barvou použitého betonu a hloubkou, do které bude cement od povrchu betonu retardérem ovlivněn.



Obrázek 13: Zemský archiv v Hämeenlinnē, Finsko

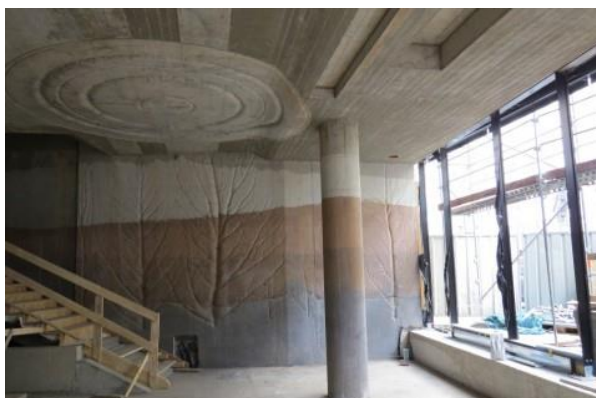
### 3.3. Barevný beton

Barevný odstín betonu ovlivňují nejen všechny složky betonové směsi a vlhkost betonu, ale i povrch bednicího pláště, jeho savost a použité separační prostředky. Barva betonu je závislá hlavně na složení betonu a nejde dopředu jednoznačně určit. Při různých třídách betonu, rozdílném složení betonové směsi a podle druhu pláště bednění lze předpokládat jinou barevnost konstrukcí. Snížení rozdílnosti barevného odstínu lze dosáhnout pomocí dodržení technologické kázně a použitím stejných vstupních materiálů (stejná šarže cementu, kamenivo ze stejného zdroje). Je nutné zajistit dokonalé čištění autodomíchávače po každém vyložení betonové směsi, ukládku a dovoz betonu při vhodných podmínkách.

Betonová směs i vlhký zatvrdlý beton mají vysokou hodnotu pH – jsou silně alkalické. Vysoce alkalické prostředí betonu ovlivňuje hlavně organické látky, které jsou díky tomu rozkládány. Proto se do betonu nepoužívají barviva na organické bázi, která se rozloží v alkalickém prostředí. Pro dosažení jasné barvy se přidávají anorganické pigmenty k bílému cementu. Dávkování pigmentu je v rozmezí od 1 % po 10 % hmotnosti cementu. Při překročení určitého procenta hmotnosti cementu se již intenzita barvy nemění. Dále barevnost ovlivňuje zhuťňování, vodní součinitel, teplota a separační prostředky.

Ve většině případů jsou betonové výrobky vystaveny slunečnímu záření a povětrnostním vlivům, a proto je nutné, aby pigmenty byly odolné vůči alkalickému prostředí, ale také aby byly světlostálé – nezměnily barvu působením UV záření. Výsledná barva betonové výrobky je ovlivněna:

- dávkou pigmentu k hmotnosti cementu
- druhem a barvou použitého cementu
- druhem a barvou použitého kameniva
- mícháním betonové směsi
- vzdušnou vlhkostí při zrání betonových výrobků v prvních hodinách od výroby
- okolní teplotou při zrání výrobků v prvních hodinách od výroby
- způsobem uložení a skladování betonových výrobků
- vápennými výkvěty.



Obrázek 14: Ukázka barevného betonu – Palác Národní, Praha

#### 4. ZÁVĚR

Návrh monumentu byl inspirován jabloneckými stavbami postavenými v moderních architektonických slozích. Monument poukazuje právě na funkcionalistické stavby, které se ve městě nacházejí.

Monument se skládá ze čtyř stěn. Každá stěna představuje jednu funkcionalistickou stavbu a je určena otvorem, který se na dané stavbě nachází a je pro ni typický. Vedle otvoru se také nachází fotografie dané budovy, které je vytvořena pomocí speciální metody grafických betonů. Barva každé stěny je jiná, jedna je šedá (klasická barva betonu) a zbylé tři jsou v odstínech červené podle množství pigmentu v betonové směsi.

Barva betonového monumentu byla vybrána na základě laboratorních vzorků, které byly vyrobeny pro test pigmentace. Díky těmto vzorkům byla nejen vybrána výsledná barevná škála stěn v monumentu, ale byl i porovnán rozdíl v sytosti podle množství použitého pigmentu a použitého kameniva.

#### PODĚKOVÁNÍ

Děkuji p. inženýru Fládrovi za pomoc v laboratoři při výrobě barevných vzorků. Tento příspěvek byl připraven díky podpoře projektu SGS19/149/OHK1/3T/11. Trvanlivost betonové konstrukce a hodnocení jejího životního cyklu.

#### 5. ZDROJE

- Hopkins, O. (2014). Architektonické slohy: obrazový průvodce.  
Háskova vila - obrázek - jablonec-gablonz.net.  
<http://jablonec-gablonz.net/stavby/karta/nazev/18-haskova-vila>
- Margoldová, J. "Grafický" beton - Nová alternativa betonových fasád. Beton TKS.
- Pavel Kasal, R. H. (2018). Pohledový beton: Technická pravidla ČBS 02 (2018), 2. přepracované vydání. Praha: Česká betonářská společnost ČSSI.
- RECKLI ARTICO® NEO.  
<https://www.reckli.com/cs/czechia/produkty/fotobeton/reckli-artico-neo/>

Vetřný, J. Barvení betonových výrobků.

<https://www.mct.cz/soubor/barveni-betonovych-vyrobku/>  
Palác Národní – obrázek - [www.prazskypatriot.cz](http://www.prazskypatriot.cz)  
<https://www.prazskypatriot.cz/palac-narodni-spojuje-minulost-se-soucasnosti-v-novostavbe-jsou-historicke-prvky/>

Vila Tugendhat – obrázek – [www.aqe.cz](http://www.aqe.cz)  
<https://www.aqe.cz/obnova-vily-tugendhat>

# PRECAST MASONRY WALL PANELS: STATE OF THE ART

Kristýna Richterová, \*

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

## ABSTRAKT

Následující příspěvek se zabývá prefabrikací zdiva, konkrétně historickými a současnými prefabrikovanými stěnovými panely ze zdiva a ověřením proveditelnosti nového systému prefabrikovaných zděných stěnových panelů z produktů dostupných převážně na českém trhu. Článek shrnuje především získané poznatky o současných systémech prefabrikace zdiva u zahraničních firem a informuje o vzniku diplomové práce s názvem „Prefabrikované stěnové panely ze zdiva“, která se zabývala návrhem a posouzením proveditelnosti obdobného systému v českých podmínkách. Závěr článku se věnuje diskusi nad možnými problémy a riziky, které souvisejí s konceptem prefabrikace zdiva a dává podnět k tématům pro další výzkum, který bude součástí disertační práce autorky článku.

## KLÍČOVÁ SLOVA

prefabrikace • zdivo • panel • pojivo • manipulace

## ABSTRACT

The following paper deals with precast production of masonry, specifically with the past and present types of masonry precast panels. There is also assessed feasibility of a new masonry precast panel system made mostly of available Czech products. This article summarizes the gained information about the present system of precast production of masonry in foreign companies and informs about the master thesis named „Precast masonry wall panels“, which deals with the design and feasibility assessment of similar system in Czech conditions. Conclusion of the article proposes a discussion of possible problems and risks, which are related to the concept of precast production of masonry and it also initiates topics for the next research. Consequential research will be a part of author's dissertation thesis.

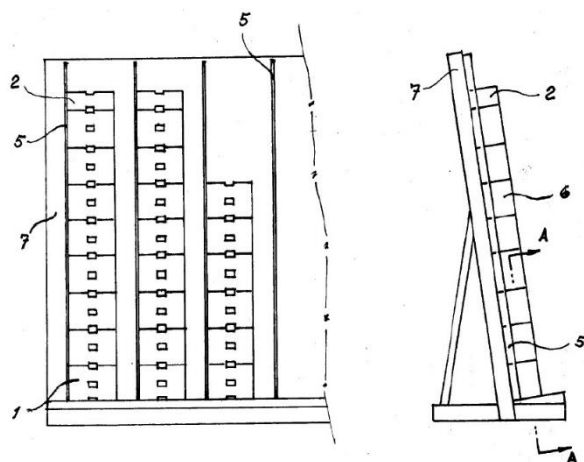
## KEYWORDS

Precast production • masonry • panel • adhesive • manipulation

## 1. PREFACE

Today's trend is the construction of structures in the shortest possible time, using suitable and efficient construction methods in compliance with high quality implementation. The construction of precast buildings made of reinforced concrete and timber is therefore more and more popular. The effort to produce precast masonry wall panels in the Czech Republic is obvious from historical documents and patents from the second half the 20th century. Insufficient technological and material progress caused unsuccess in the precast masonry production branch at that time. The construction from precast masonry wall panels became actual mainly in Austria, Germany or Belgium at the beginning of the 21st century.

From granted patents in the 80s of the 20th century (for example the patent 219013) (Vranka et al. 1985), it is obvious that the production process and produced precast parts correspond with the present innovative methods at foreign companies. However, great progress has been made in the quality of used materials, mechanization of production process and in transport of precast parts to the construction site. Therefore, the implementation of construction from precast parts is the next step in the development of construction industry in the Czech Republic and it is also the reason for competitiveness with foreign companies, but mainly with construction of buildings from rival materials.

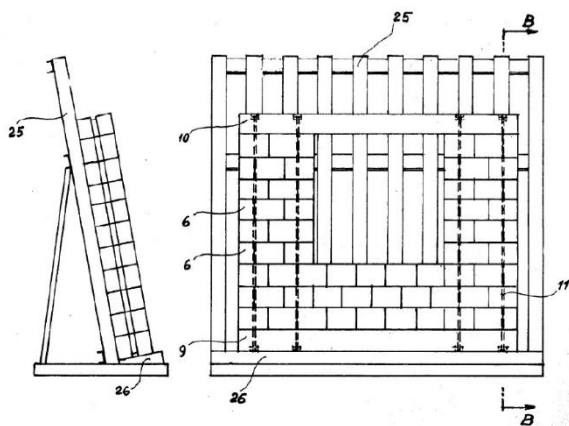


1) ceramic bricks; 2) additional bricks; 5) rib;  
6) rod element; 7) pad

Figure 1: The patent 219013 – The first phase of production of a ceramic wall panel (Vranka et al. 1984)

\* Supervisor: Petr Bílý, Ph.D.





6) rod element; 9) lower reinforcing beam; 10) upper reinforcing beam; 11) manipulative rod; 25) inclined grate pad; 26) platform

Figure 2: The patent 219013 – The made ceramic wall panel (Vranka et al. 1984)

Within the master thesis named „Precast masonry wall panels“ (Richterová 2021) there was researched, whether the implementation of the concept of construction of buildings from precast masonry wall panels could be introduced in the Czech Republic. This paper deals with the obtained information from the final thesis and it also considers the issues of the concept of precast masonry production.

## 2. METHODS OF PRECAST MASONRY PRODUCTION ACCORDING TO PRESENT SYSTEMS

At first, the information about already known systems of foreign companies was processed to approach the issue of precast masonry production and for search inspiration. Foreign companies offering precast masonry wall panels construction and other precast parts in their portfolio are Austrian company named Redbloccsystems® and German companies named Rimatem® and Rötzer® Ziegel Element Haus. Available information about these companies confirm, that the great progress has been made in precast production of masonry during last few years. Named companies produce precast masonry wall panels in different way, but main characteristics and thoughts of the concept are the same – automatic production, high quality and production accuracy of panels owing to production machine, reduced construction time, production independence of weather conditions, reduction of the number of necessary employees in production even during assembly in the construction site.

### 2.1. Redbloccsystems®

Redbloccsystems® was developed in Austria at the beginning of the 21st century. The system combines advantages of masonry

structure from the point of view of quality of living, sustainability, thermal and sound insulation with increased construction productivity, which is typical for precast buildings.

Interested parties can get a license of Redbloccsystems®, which is offered by the parent company. The license includes turnkey automatic production lines for the precast production of wall elements, software for precast production, system design, assembly of the system, training course for employees, putting the system into operation and also necessary documentation (Redbloccsystems®/Produktionslinien ©n.d.).

Production of precast masonry wall panels begins with preparation and processing of technical data using the new precast software – die Elementierungssoftware NEMETSCHKE. Then the computation of masonry elements is solved for given construction in the software MBS. Precast production is under way on the fully- and semi-automatic production lines in vertical position. The method of production depends on the concept of the company. Precast elements are made with great accuracy and quality thanks to automatic production system and they are transported with already made groves for wiring, with skew edges or construction holes (Redbloccsystems® ©2018, Brückner 2017, Redbloccsystems®: Die Zukunft am Bau hat schon begonnen ©n.d.).

Table 1: General technical data Redbloccsystems® (Redbloccsystems®/Produktionslinien ©n.d.)

Basic material:	ceramic bricks, aerated concrete, silica blocks etc.
Production time:	1 hour
Productivity:	150 000 – 200 000 m <sup>2</sup> per year
Thicknesses of wall elements:	from 10 to 51 cm
Max possible height of wall:	3 500 mm
Max possible length of wall:	5 000 – 8 000 mm
Necessary number of employees:	5 – 6 employees
Return of investment:	app. 3 – 5 years
Necessary building dimensions:	app. 60x20x6 m (fully automated)
	app. 30x18x6 m (semi-automated)
Production per shift:	350 m <sup>2</sup> (fully automated)
	120 m <sup>2</sup> (semi-automated)



\* Supervisor: Petr Bílý, Ph.D.



Figure 3: The production of Redbloccystems® panels (Redbloccystems®: Die Zukunft am Bau hat schon begonnen ©n.d., Redbloc®/Produktionsschritte ©n.d., Redbloccystems®/Lizenznehmer ©n.d.)

The company's know-how is the named software for data processing from project documentation, on the one hand, but also the innovative 2K-PUR adhesive. It is fast-curing two-component adhesive made from an adhesive component (ISA PUR 2607) and a hardener (HÄRTER 414), which is cured after only one day. Both components are mixed in ratio of 100/100 [g/g] with a processing time of 55 seconds at a temperature of 15–25 °C (Technische Goedkeuring ATG 2019).

Table 2: Component A properties – adhesive component (Technische Goedkeuring ATG 2019)

Component properties A – ISA PUR 2607		
Hydroxyl number	[(KOH)/g]	275
Viscosity	[mPa·s]	700
Density	[g/cm <sup>3</sup> ]	1,1
Colour	[-]	milk
Storability - unopened package (15 °C – 25 °C)	[month]	12

Table 3: Component B properties – hardener (Technische Goedkeuring ATG 2019)

Component properties B – HÄRTER 414		
Isocyanate content	[%NCO]	31
Viscosity	[mPa·s]	200
Density	[g/cm <sup>3</sup> ]	1,2
Colour	[-]	dark brown
Storability - unopened package (15 °C – 25 °C)	[month]	12

The precast panels are transported by heavy trucks to the construction site, where the crane is also set up. Then the precast

panels are placed on a prepared ground plan of baseplate / of ceiling construction according to the assembly plan. Precast masonry wall panels are placed in fresh mortar bed on the base levelling tiles. Fresh mortar bed must meet the prescribed requirements and the precast masonry wall panels are temporarily fixed by struts, which ensure their vertical position. Assembly joints between precast masonry wall panels are filled by PU glue / injection mortar on the inner and outer side. The 20-centimetre-wide fiberglass reinforcement fabric is also placed on the inside of the joint (Technische Goedkeuring ATG 2019, Redbloc®/Montageschritte ©n.d.).



Figure 4: The preparation of construction site according to the assembly plan (Redbloccystems® ©2018, Redbloc®/Montageschritte ©n.d.)

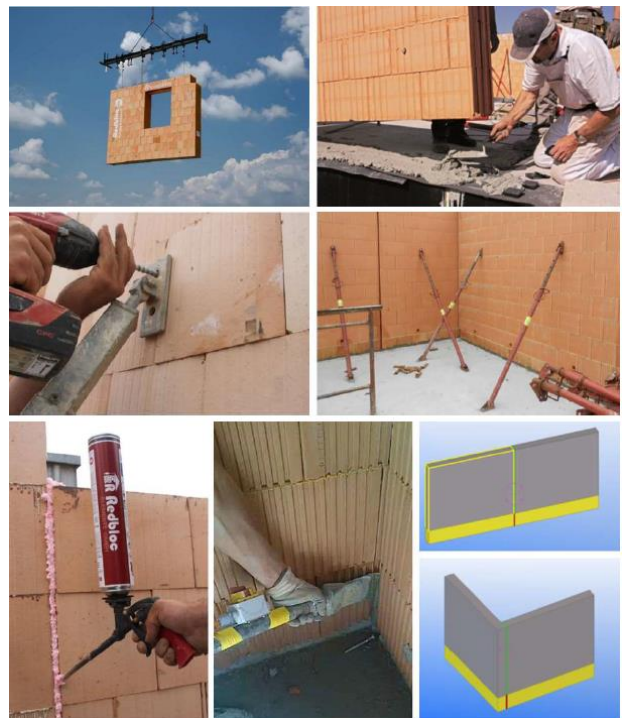


Figure 5: The assembly of Redbloc® panels on the construction site (Redbloccystems® ©2018, Prefaxis 2019, Redbloc®/Montageschritte ©n.d.)

## 2.2. Rimatem®

The German company named Rimatem® has a very similar system of precast masonry to the named Redbloccystems® - see

\* Supervisor: Petr Bílý, Ph.D.

above. The company also offers a fully automatic or semi-automatic production plant for precast masonry structures without material restriction of masonry elements. Semi-automatic production lines are comprised of a manufacturing crane, manufacturing platform sliding in the vertical direction and of a silo. The manufacturing crane facilitates the laying of masonry elements to the operator, the manufacturing platform provides an ergonomic position of the operator incessantly during the precast panel production and the silo is used for automatic application of masonry mortar on individual masonry rows. Manufactured precast panel can be produced with a height of 4 meters and a length of up to 13 meters on semi-automatic line. Masonry elements for precast production panels can be 110–500 millimetres thick. Fully automatic production line is advisable to choose for the large production plants, where complete production is automatically controlled by computer (Rimatem®/About us ©n.d., Rimatem®/sakha-prom ©n.d.).



Figure 6: Semi-automatic production line Rimatem® (Rimatem®/Semi-automatic HA IV ©n.d.)



Figure 7: Fully automatic production line Rimatem® (Rimatem®/Fully automatic VA II ©n.d.)

The company named Rimatem® developed ingenious solution for transport and manipulation with precast masonry wall panels. The Rimatem Vario-traverses were made specially for manipulation and the transport containers were made for storage and transport to the construction site (Rimatem®/Systems solutions for transportation and assembly ©n.d.). Assembly of precast masonry wall panel is the same as at the company named

Redblocksystems®, it differs only in the used lifting components – the Vario-traverse are lashed by steel straps instead of using lifting bars.

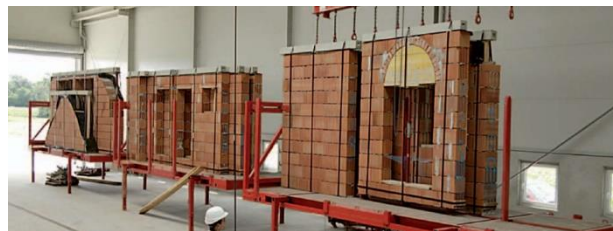


Figure 8: The made Rimatem® panels with Vario-traverse on the transport container (Rimatem®/sakha-prom ©n.d.)

### 2.3. Rötzer® Ziegel Element Haus

The company named RZEH® comes from Germany too, but her production concept of precast masonry wall panels is very different in comparison with Redblocksystems® or Rimatem®.

The precast masonry wall panels production takes place in horizontal position. At first the wall shape is drawn on working desk of production line. The layout includes construction holes, position of electric devices or HVAC wirings. After that the masonry elements are automatically placed on the ground plan and the formwork, electric devices and pipeline are placed. The steel bars are deployed between rows of masonry elements to ensure stability of precast panels during manipulation. Then the prepared and boarded up panel is poured with mortar. After that the panel is transferred to kiln for 48 hours. At last the panel is stripped, lifted to a vertical position and plastered. The panels are manufactured this way in a thickness of up to 280 mm, a height of 3250 mm and a maximum length of 7000 mm. The transport of precast panels and their assembly on the construction site is the same with foregoing systems (Rötzer® Ziegel Element Haus/Ziegel-Element Haus ©n.d., RZEH Beitrag AbenteuerLeben 2016, Rötzer® Ziegel Element Haus/Ziegelwände für außen und innen ©n.d.).



\* Supervisor: Petr Bílý, Ph.D.



Figure 9: *The production of precast wall panel RZEH® (Rötzer® Ziegel Element Haus/Das Werk/Fertigung ©n.d.)*

### 3. GAINED KNOWLEDGE AND RESULTS

It is obvious from the obtained information that the concept of building of precast masonry panels is founded on suitable adhesive and suitably designed lifting system. The adhesive must be sufficiently hardened in a short time and the lifting system is important for manipulation with precast panels on the construction site.

The gained knowledge about the past and present systems are great sources for development of our own precast masonry system in the Czech Republic. Within the master thesis under the patronage of the company HELUZ, the chosen adhesives were put to the adhesion test and shear test according to ČSN EN 1052-3. After that the lifting system was designed for manipulation with precast masonry wall panels. At last the precast panel was put to the lift test. It is not possible to publish the results due to delicacy of data from the external company. It can only be pronounced, that the designed concept passed all the tests successfully and so its feasibility was confirmed (Richterová 2021).

### 4. DISCUSSION ABOUT THE CONCEPT OF PRECAST MASONRY

The results obtained from the performed tests initiate the continuation of the precast masonry research. Before implementation of the concept of precast masonry wall panels in building construction, possible problems and risks, which relate to the concept, must be considered.

At first the correct design of building is important for precast masonry wall panels production. The masonry structures are usually designed in a height and length module of 250 millimeters and this should be always adhered – especially for precast buildings. During the construction of precast masonry wall panels buildings it is also necessary to pay attention to buildings with corner windows, large construction holes and with the skew edges. On the grounds of this, it is important to design the precast production method and assembly on the

construction site suitably – as the case may be finishing a part of the construction by traditional method.

The solution of lintels is a question too. The lintels of the present companies are solved by using the accessible precast lintels, monolithic reinforced concrete lintels and own lintel production. Precast lintel is installed in the production shed, the monolithic reinforced concrete lintel is made directly on the construction site and the own produced lintel is made of the same materials as the remaining construction in the production shed.

The solution of assembling joints between precast wall panels is the pivotal question. The inspiration can be found in the present well-established companies, which apply only PU adhesive or injection mortar in the assembling joint and install the reinforcement fabric on the inside of the joint. However, the precast panels are not interconnected in this way and it is a question of how the building will behave in relation to applied load from the long-term point of view. The implementation of mechanical joint between precast panels should be the solution of own patented connection system, which must be first produced and certified.

The next possible risks of precast masonry wall panels concept are:

- The insufficient production capacity of masonry elements for precast masonry production.
- The necessary initial investment in production line, procuring of storage spaces, training of employees and other necessary materials for production with the risk of failure.
- Transport of precast masonry wall panels by the heavy truck and the necessary presence of the crane on the construction site. The question is: How much are the transport by heavy truck on roads and the need of crane for precast panels manipulation restrictive?
- The brittleness of ceramic masonry elements – It could cause damage of a part of precast panel before its assembly on the construction site. The damage of the panels would lead to delay of construction and other complication for the ordering party and contractor.

Therefore, it is important to consider all the possible risks and problems and come up with a reasonable and functional solution, so that the introduction of the concept of buildings construction of precast masonry panels would not be accompanied by any problems on the Czech market and the concept would be fully functional (Richterová 2021).

### 5. CONCLUSION

This article introduces the present systems of precast masonry wall panels, which were sources for the practical part of the master thesis of article's author. The foreign companies Redbloccsystems®, Rimatem® and RZEH®, which have the elaborated system of production, transport and assembly of precast masonry on the construction site, were introduced. The adhesives for the lift test were selected based on gained results of adhesion and

\* Supervisor: Petr Bílý, Ph.D.

shear test of several adhesives. The selected adhesives and designed lifting system succeeded in the test, but there is a space for search for better alternatives and solution of problems related to the concept of precast masonry.

Within the dissertation thesis the topic will be extended by the issues of spatial rigidity of precast masonry load-bearing system, the rigidity of precast joints, the fire resistance of precast masonry structures, the assesment of selected joints, the design of suitable dimensions and shape of bricks / precast structures, the possible methods of production mechanization and the economic evaluation of the definite concept.

## ACKNOWLEDGEMENT

The acknowledgement belongs to Petr Bílý, Ph.D., who was the supervisor of my master thesis named „Precast masonry wall panels” and to the company HELUZ, which shielded the full thesis. The financial support of the internal CTU grant SGS19/149/OHK1/3T/11 is gratefully acknowledged.

## Reference

- RICHTEROVÁ, Kristýna, 2021. Prefabrikované stěnové panely ze zdiva. Praha. Diplomová práce. České vysoké učení technické v Praze. Vedoucí práce Ing. Petr Bílý, Ph.D.
- NEUVEDEN podle zákona 84/1972 Sb., Československo, 1985. Keramický stěnový dílec tvořený zdicími, zejména lehčenými tvarovkami. Průvodci: Ludvík VRANKA, Evžen BRUNNER, Petr PASEKA a Petr MUSIL. Československá socialistická republika. Patentovaný spis ČSSR 219013 B1. 15.06.
- NEUVEDEN podle zákona 84/1972 Sb., Československo, 1984. Způsob výroby keramického stěnového dílce. Průvodci: Ludvík VRANKA, Evžen BRUNNER a Petr Musil. Československá socialistická republika. Patentovaný spis ČSSR 224658 B1. 01.10.
- Redblocsistemas®: *Produktionslinien* [online]. [Cit. 12.05.2020]. Dostupné z: <https://www.redblocsistemas.com/produktionslinien/>
- Redblocsistemas®: *Was ist redbloc®?* [online]. 2018 [Cit. 12.05.2020]. Dostupné z: [https://www.redblocsistemas.com/fileadmin/user\\_upload/2018\\_What\\_is\\_redbloc\\_de.pdf](https://www.redblocsistemas.com/fileadmin/user_upload/2018_What_is_redbloc_de.pdf)
- BRÜCKNER, H. 2017. Ziegelfertigteile - Die Zukunft des Ziegels. *TECHNOLOGIE-FORUM* [online]. 161-163 [Cit. 12.05.2020]. Dostupné z: [https://www.redblocsistemas.com/fileadmin/user\\_upload/Keramische\\_Zeitschrift\\_06\\_2017\\_TF\\_Br%C3%BCckner\\_pek.pdf](https://www.redblocsistemas.com/fileadmin/user_upload/Keramische_Zeitschrift_06_2017_TF_Br%C3%BCckner_pek.pdf)
- REDBLOCSYSTEMS®, Die Zukunft am Bau hat schon begonnen [online]. [Cit. 12.05.2020]. Dostupné z:

- <https://www.redblocsistemas.com/fileadmin/content/engineering/redblocsistemas/downloads/imagefolderredblocsistemas/redblocsistemas-folder-de-web.pdf>
- Redbloc®: *Produktionsschritte* [online]. [Cit. 12.05.2020]. Dostupné z: <https://www.redbloc.at/produktionmontage/produktionsschritte/>
- In: *Redblocsistemas®: Lizenznehmer* [online]. [Cit. 29.12.2020]. Dostupné z: <https://www.redblocsistemas.com/lizenznehmer/>
- Technische Goedkeuring ATG. In: *Prefaxis* [online]. 10.12.2019. 1-11 [Cit. 12.05.2020]. Dostupné z: [http://www.verbo.eu/media/13033/atg2968\\_191210\\_nl.pdf](http://www.verbo.eu/media/13033/atg2968_191210_nl.pdf)
- Redbloc®: *Montageschritte* [online]. [Cit. 12.05.2020]. Dostupné z: <https://www.redblocelemente.de/montage/montageschritte/index.html>
- Montagehandleiding keramische muren. In: *Prefaxis* [online] 2019. [Cit. 12.05.2020]. Dostupné z: [http://www.verbo.eu/media/13081/montagehandleiding\\_verbo\\_muren\\_vb7\\_nl\\_06\\_2016\\_logogewijzigd\\_bert.pdf](http://www.verbo.eu/media/13081/montagehandleiding_verbo_muren_vb7_nl_06_2016_logogewijzigd_bert.pdf)
- Rimatem®: *About us* [online]. [Cit. 29.12.2020]. Dostupné z: <https://www.rimatem.com/en/about-us/>
- Rimatem®: *Технология готовых стен* [online]. [Cit. 29.12.2020]. Dostupné z: [https://sakhaprom.by/images/upload/Construction\\_catalogue.pdf](https://sakhaprom.by/images/upload/Construction_catalogue.pdf)
- Rimatem®: *SEMI AUTOMATIC HA IV* [online]. [Cit. 29.12.2020]. Dostupné z: <https://www.rimatem.com/en/semi-automatic-ha-iv/>
- Rimatem®: *FULLY AUTOMATIC VA II* [online]. [Cit. 29.12.2020]. Dostupné z: <https://www.rimatem.com/en/fully-automatic-va-ii/>
- Rimatem®: *SYSTEMS SOLUTIONS FOR TRANSPORTATION AND ASSEMBLY* [online]. [Cit. 29.12.2020]. Dostupné z: <https://www.rimatem.com/en/components-accessories/>
- Rötzer® *Ziegel Element Haus: Ziegel-Element-Werk* [online]. [Cit. 29.12.2020]. Dostupné z: <https://www.roetzerziegelhaus.de/ziegel-element-werk-hochmodernanlage-zur-ziegelproduktion.html>
- RZEH Beitrag AbenteuerLeben. In: *Youtube* [online]. 2016 [Cit. 29.12.2020]. Dostupné z: <https://www.youtube.com/watch?v=CBZYwI3BJ9E&t=363s>
- Rötzer® *Ziegel Elemente: Ziegelwände für außen und innen* [online]. [Cit. 29.12.2020]. Dostupné z: <https://www.roetzerwerk.de/ziegelw%C3%A4nde.html>
- Rötzer® *Ziegel Elemente: Das Werk/Fertigung* [online]. [Cit. 29.12.2020]. Dostupné z: <https://www.roetzerwerk.de/das-werk-fertigung.html>

\* Supervisor: Petr Bílý, Ph.D.

# SOUČASNÉ MOŽNOSTI BEDNĚNÍ

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

Brání cena bednění výstavbě tvarově zajímavých řešení? Zvyšuje zbytečně cenu? Článek popisuje současný výzkum týkající se bednění složitých tvarů betonových konstrukcí. Zabývá se několika druhy bednění: subtraktivní, vyrobeno obráběním. Aditivním bedněním vyrobeným 3D tiskem. Různými druhy adaptivního bednění a na závěr klade důraz na poddajné bednění, především pletené. To dokáže strojově vytvořit složitý, nerovinný tvar a tím šetřit materiál, koordinaci na stavbě i přírodu. Efektivní řešení by mohlo otevřít cestu šetrnější výstavbě.

## KLÍČOVÁ SLOVA

bednění • beton • forma • složitá geometrie

## ABSTRACT

Are contemporary formwork solutions something that is holding architecture back? Does it make double curvature in architecture too costly? The article describes state of the art on formwork solutions for complex concrete structures. It divides formwork into groups: subtractive formwork made by cutting, additive formwork made by printing, adaptable formwork that can change its shape, and flexible formwork made of a stretched membrane. The last option is described to be most promising as newly developed knitted formwork can be created in a way that saves time, money, and resources.

## KEYWORDS

Formwork • Concrete • Mould • Complex Geometry

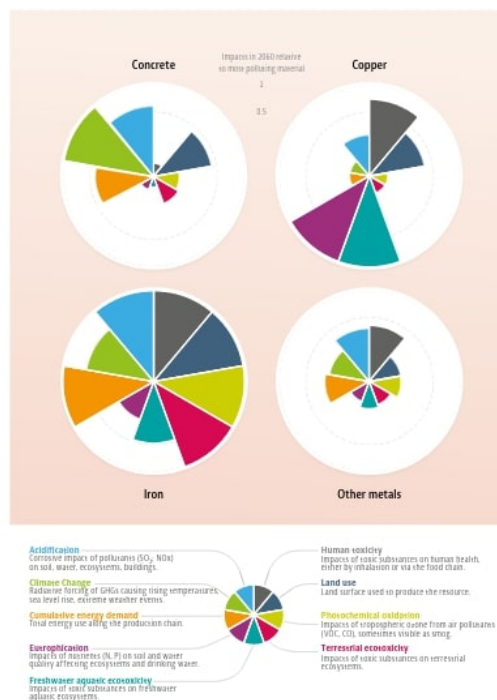
## 1. ÚVOD

Zvyšující se množství skleníkových plynů v atmosféře vypuštěných člověkem způsobuje globální oteplování (Harrington 2020), jehož účinky mohou být nedozírné. Zároveň produkce a celková ekonomika nejsou na ústupu, předpokládá se, že se do roku 2060 zčtyřnásobí a spotřeba materiálů se zdvojnásobí. (OECD. 2019) V měření vychází, že právě výroba betonu se do značné míry podílí na globálním oteplení (obrázek 1). Jenom těžko lze beton nahradit šetrnější možností obdobných kvalit. Lze ovšem vytvořit tak tvarovanou konstrukci, aby stačilo minimální množství materiálu. Pokud vycházíme z toho, že objem prací v následujících čtyřiceti letech bude odpovídat stavbě jednoho New Yorku každý měsíc, tak i drobná optimalizace může mít obrovský efekt. (Gates & Melinda 2021)

Nejdůležitějším aspektem při optimalizaci konstrukce je obvykle cena. Na obrázku 2 je znázorněn příklad konstrukce, která

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

Figure 12. Global environmental impacts differ significantly across materials



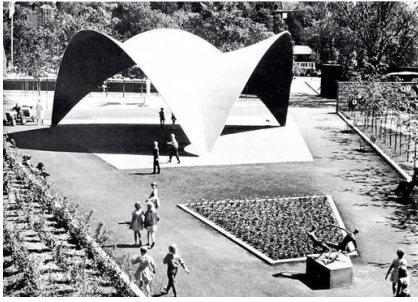
OECD HIGHLIGHTS Global Material Resources Outlook to 2060 – Economic Drivers and Environmental Consequences 19

Obr. 1: Zátěž na životní prostředí dle materiálu

efektivně zastřešuje daný prostor, cena takové konstrukce je však vysoká, hlavně kvůli velké práci bednění a jeho materiálu. Aby bylo možné takovou konstrukci postavit běžnými metodami, bylo by za potřebí velmi složité bednění. To by bylo použito pravděpodobně jen jednou, a tím by radikálně snížilo jak ekonomickou, tak hlavně ekologickou stránku. Vhodná geometrie tedy dovoluje stavět s méně materiálem, případně takovým materiálem, který nemusí dosahovat takových vlastností jako současné materiály. Avšak nevýhodou složitých tvarů jsou velké náklady na stavbu takové konstrukce kvůli složitému bednění.

## 2. BEDNĚNÍ

Ačkoliv moderní metody postupují skoro všemi odvětvími naší společnosti, stavebnictví se částečně vyhýbají. Budovy stavíme mnohem modernější a větší, ale samotný způsob výstavby se příliš



Obr. 2: *Oceánárium, Félix Candela*

nezměnil. Bednění je důležitým faktorem, který ovlivňuje cenu a tím pádem i design nových staveb. Mnohé alternativní způsoby bednění betonových konstrukcí jsou zkoumány a vyvíjeny.

### 2.1. Obráběcí technologie

Obráběcí technologie se často využívají pro klasické bednění. Takové bednění pro ojedinělou konstrukci může být vyrobeno z dřevěných desek nebo z polystyrenu. Toto řešení však vyžaduje rozsáhlé podepření a mnoho práce. Mezi progresivnější technologie tohoto rázu můžeme zařadit například výrobu bednění ze zmrazeného písku. (Gericke et al. 2016) Autoři této metody se inspirovali staršími technikami, vhodný příklad takové techniky je Teshima Art Museum v Japonsku (obrázek 3). Tato budova byla postavena nahnutím zeminy do požadovaného tvaru kopule, která sloužila jako bednění. Po zhotovení skořepiny byla zemina zevnitř vytěžena. Takto použitá zemina není nijak znehodnocena a dala by se použít při další výstavbě. (Adriaenssens et al. 2014)



Obr. 3: *Teshima Art Museum v Japonsku*



Obr. 4: *Zmražený písek, vytvarován pomocí CNC obráběcího stroje*

Autoři bednění ze zmrazeného písku hledali takové bednění, které by neomezovalo žádným způsobem design betonového dílce

a bylo by z materiálu, který by se neznehodnotil při plnění svojí funkce. Využili jemný písek jako pevný materiál a aby dosáhli vyšší přesnosti, písek zmrazili a vytvarovali pomocí CNC obráběcího stroje. Vytvořili oboustranné bednění, které vyplnili betonem. Pohled do jedné části bednění je vidět na obrázku 4. Existují podobná řešení, například použití speciální betonové směsi společně s bedněním z čistého ledu. (Sitnikov 2019)

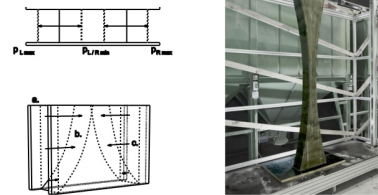
### 2.2. Adaptivní bednění

Adaptivní bednění je takové, které dokáže přizpůsobit svůj tvar. Tím pádem lze vytvořit z jednoho bednění více různých prvků. Příklad takového bednění může být adaptivní bednění od firmy Adapa. Firma takové bednění aplikuje komerčně ve velkém měřítku. (Adapa 2020) Taková metoda efektivně řeší znovuužívání jedné formy, avšak je omezena jak geometrií, tak velikostí dané formy. (viz obr. 5)



Obr. 5: *Flexibilní bednění s označením D300 od firmy Adapa*

Vytvoření většího prvku, než je velikost bednění, dovoluje metoda Smart Dynamic Casting (SDC). (Lloret Fritschí et al. 2017) Jde o roboticky ovládané bednění, které se posouvá po tuhoucím prvku a mění svůj tvar. Na obrázku číslo 6 a 7 je znázorněno příkladné použití bednění a vytvořený sloup, který má po výšce se měnící průřez. Takovéto bednění je vhodné především pro líniové prvky, ale probíhá výzkum i na tenkých lomenicových konstrukcích. (Szabo et al. 2018)



Obr. 6: *Metoda Smart Dynamic Casting*

### 2.3. Aditivní technologie

3D tisk je dnes běžně používaná metoda nejen pro prototypování produktů. Ve stavebnictví je mnoho přístupů, jak ho využít. Může například sloužit pro vytvoření ztraceného bednění. Na obrázku 8 vlevo je vidět realizace, kde byl sloup zajímavých tvarů vytvořen tak, že byla vytisknuta pouze tenká venkovní vrstva sloupu. Ta sloužila jako ztracené bednění pro vláknobeton. (Gaudillière et al. 2019) Takováto realizace ukazuje výhody 3D tisku, na rozdíl od ostatních metod je možné vytvořit vnitřní otvory a komplexnější tvary. Netisknou se jen sloupy, na obrázku 8 vpravo je vidět 3D



Obr. 7: Metoda Smart Dynamic Casting

vytištěný most. Byl postaven v Šanghaji v roce 2019 a jeho rozpětí je 14,5 metrů. (Ravenscroft 2021)



Obr. 8: 3D tištěný sloup v Aix-en-Provence, 2019

3D tisk se používá i pro tisk jiných typů bednění. Speciální způsob tištění z jemného písku, označovaný také jako binder jetting (3D formwork for lightweight architecture 2021), byl například použit pro výrobu komplexně tvarovaného bednění pro experimentální konstrukci (obrázek 9). Vytváření takového bednění je relativně rychlé a dovoluje vytvářet velmi složité tvary bez potřeby lidské práce. Bednění je ale těžké, ne plně recyklovatelné, potřebuje dodatečné bednicí prvky a svou tíhou zvyšuje nároky na případné lešení. (Meibodi et al. 2018) Pro snížení odpadu lze přistoupit k užívání alternativních materiálů. Například firma FreeFab používá rozpustitelný vosk v kombinaci 3D tisku a CNC obrábění. (frefab.com 2021) Případně lze zkombinovat recyklovatelný materiál s extrémně tenkým 3D tiskem (Jipa et al. 2018) výsledek takové metody je znázorněn na obrázku 10.



Obr. 9: 3D tištěné bednění technologií binder jetting

S alternativním přístupem k 3D tisku pracuje společnost Branch Technology. Ta netiskne v klasických vrstvách, ale tiskne do prostoru. Vytvoří 3D objekt skoro libovolného tvaru, ten je pak možné využít jako ztracené bednění – speciální směs se vtlačí mezi 3D tištěnou výztuž a ta ji drží uvnitř (obrázek 11). (branch.technology 2021) Podobný proces byl vyzkoušen i s roboticky sestavenou ocelovou výztuží. (Hack et al. 2017)



Obr. 10: Betonový prototyp tištěný do 0,1 mm tenkého bednění



Obr. 11: 3D tištěná matice jako ztracené bednění i výztuž

#### 2.4. Měkké bednění

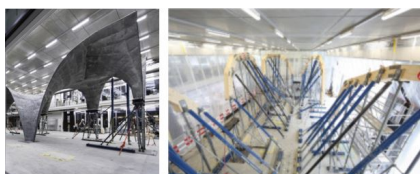
Měkké bednění využívá předepjatých membrán a sítí, aby drželo tvar pro lití betonu. Ač není užití látkového nebo obdobného bednění žádná novinka, nikdy se významně nerozšířilo jeho použití. Na obrázku 12 lze vidět pneumatikové bednění (Binishells.com 2021), kde tvar bednění drží tlak v membráně. Na obrázku 13 je znázorněno nedávné použití látkového bednění podepíraného sítí z ocelových kabelů vypnutých do rámu. Toto bednění bylo po postavení pečlivě sledováno a upravováno tak, aby po zatížení čerstvou směsí dosáhlo požadovaného tvaru. (Echenagucia et al. 2019)



Obr. 12: Pneumatikové bednění firmy Bibishell

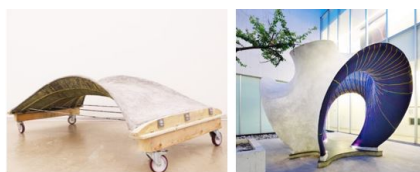
Tyto konstrukce jsou velmi efektivní, pokud je cílem postavit





Obr. 13: Projekt Nest HiLo, ETH Curych

podobné tvary. Dokážou plně nahradit těžké dřevěné bednění na velké rozpětí. Nesou s sebou však stále vysokou pracnost a náročnou koordinaci na stavbě. Tomuto problému se pokouší předjet Mariana Popescu (Popescu 2019) tým, že vytváří komplexní pletené bednění. To má rovnou hotový 3D tvar konstrukce v jednom kuse a zároveň obsahuje kanálky pro kabeláž či jinou výztuhu. Připravený 3D tvar, který se jen roztáhne do požadovaného tvaru, značně usnadňuje koordinaci na stavbě. Aby se zajistilo, že se finální tvar poddajného, pleteného bednění nezmění pod náporom betonové směsi, je nejdříve bednění ve finálním tvaru přestříkáno tenkou vrstvou betonu. Na obrázcích můžete vidět již hotové zkušební objekty. Složitě pletené bednění lze udělat strojově na profesionálních strojích řízených počítači ve velmi krátkém čase.



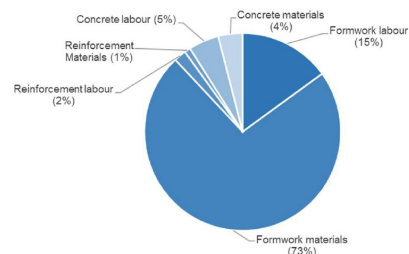
Obr. 14: Betonové prvky vytvořené pomocí pletného bednění

### 3. DISKUZE

Geometrie konstrukcí, jež jsou navrženy, aby odolávaly přesně jednomu návrhovému zatížení, mohou být náchylné na jiné zatížení. Tím můžou být speciální stavy (výbuch, náraz), bodová zatížení či posuny podpor, to lze však částečně řešit. Klimatická náročnost stavebního průmyslu jistě nebude vyřešena výstavbou skočepin, ale vytváření precizních technologií může značně pomoci nejen ekologii, ale dát i volnou ruku architektům.

### 4. ZÁVĚR

Současná cena a nedostatky bednění brání výstavbě krásných a efektivních konstrukcí. U složitějších konstrukcí prohnutých ve dvou směrech dosahuje cena bednění ke  $\frac{3}{4}$  z celkové ceny betonového prvku (obrázek 15, počítáno pro bednění z polystyrenu strojově obráběného do požadovaného tvaru) (Schipper & Grünwald 2014). Je tedy důležité najít řešení pro dnešní dobu, které by cenu a vliv bednění na životní prostředí eliminovalo. Nejen, že by šlo stavět takové konstrukce, jaké bychom chtěli, ale zároveň to dovolí ušetřit na materiálu samotné stavby. Budeme-li pečlivě stavět tak, abychom maximálně využili potenciál geometrie staveb, můžeme snížit množství materiálu nebo zvolit horší materiál. To by mohlo dovolit upustit od betonu úplně a třeba se bude v budoucnosti stavět z biomasy zpevněné podhoubím. (*The Living New York* 2021)



Obr. 15: Rozložení nákladů na betonový prvek komplexního tvaru



Obr. 16: Umělecká expozice postavená z cihel z biomasy zpevněné podhoubím

## References

- 3D formwork for lightweight architecture (2021).  
**URL:** <https://www.voxeljet.com/3d-printing-solution/architectur-and-construction/>
- Adapa (2020), 'Adaptive mould d300 - adapa - adaptive moulds'.  
**URL:** <https://adapa.dk/portfolio-item/adaptive-mould-d300-2/>
- Adriaenssens, S., Block, P., Veenendaal, D. & Williams, C. (2014), *Shell structures for architecture: form finding and optimization*, Routledge.
- Binishells.com (2021).  
**URL:** [Binishells.com](https://binishells.com)
- branch.technology (2021).  
**URL:** <https://www.branch.technology/>
- Echenagucia, T. M., Pigram, D., Liew, A., Van Mele, T. & Block, P. (2019), A cable-net and fabric formwork system for the construction of concrete shells: design, fabrication and construction of a full scale prototype, in 'Structures', Vol. 18, Elsevier, pp. 72–82.
- freefab.com (2021).  
**URL:** <https://www.freefab.com/>
- Gates, B. & Melinda (2021), 'We didn't see this coming'.  
**URL:** [https://www.gatesnotes.com/2019-Annual-Letter?WT.mc\\_id=0212201905EAL2019BG-YTamp;WT.src=BGYT](https://www.gatesnotes.com/2019-Annual-Letter?WT.mc_id=0212201905EAL2019BG-YTamp;WT.src=BGYT)
- Gaudillière, N., Duballet, R., Bouyssou, C., Mallet, A., Roux, P., Zakeri, M. & Dirrenberger, J. (2019), Building applications using lost formworks obtained through large-scale additive manufacturing of ultra-high-performance concrete, in '3D Concrete Printing Technology', Elsevier, pp. 37–58.
- Gericke, O., Kovaleva, D., Haase, W. & Sobek, W. (2016), Fabrication of concrete parts using a frozen sand formwork, in 'Pro-

- ceedings of IASS Annual Symposia', Vol. 2016, International Association for Shell and Spatial Structures (IASS), pp. 1–10.
- Hack, N., Wangler, T., Mata-Falcón, J., Dörfler, K., Kumar, N., Walzer, A. N., Graser, K., Reiter, L., Richner, H., Buchli, J. et al. (2017), Mesh mould: an on site, robotically fabricated, functional formwork, in 'Second Concrete Innovation Conference (2nd CIC)', Vol. 19, pp. 1–10.
- Harrington, S. (2020), 'Causes of global warming: How scientists know that humans are responsible " yale climate connections'.  
**URL:** <https://yaleclimateconnections.org/2020/03/causes-of-global-warming/>
- Jipa, A., Bernhard, M. & Dillenburger, B. (2018), Submillimeter formwork: 3d-printed plastic formwork for concrete elements, in 'TxA 78th Annual Conference and Design Expo (TxA 2017)'.
- Lloret Fritschi, E., Reiter, L., Wangler, T., Gramazio, F., Kohler, M. & Flatt, R. J. (2017), 'Smart dynamic casting: slipforming with flexible formwork-inline measurement and control', *HPC/CIC Tromsø 2017* pp. Paper-no.
- Meibodi, M. A., Jipa, A., Giesecke, R., Shamma, D., Bernhard, M., Leschok, M., Graser, K. & Dillenburger, B. (2018), 'Smart slab. computational design and digital fabrication of a lightweight concrete slab'.
- OECD. (2019), *Global Material Resources Outlook to 2060 Economic Drivers and Environmental Consequences*, OECD Publishing.
- Popescu, M. A. (2019), KnitCrete: Stay-in-place knitted formworks for complex concrete structures, PhD thesis, ETH Zurich.
- Ravenscroft, T. (2021), 'The world's largest concrete 3d printed pedestrian bridge'.  
**URL:** <https://news.tsinghua.edu.cn/en/info/1002/7941.htm>
- Schipper, H. & Grünwald, S. (2014), Efficient material use through smart flexible formwork method, in 'ECO-Crete: International Symposium on Environmentally Friendly Concrete, Reykjavik, Iceland, 13-15 August 2014'.
- Sitnikov, V. (2019), Ice formwork for high-performance concrete: a model of lean production for prefabricated concrete industry, in 'Structures', Vol. 18, Elsevier, pp. 109–116.
- Szabo, A., Reiter, L., Lloret-Fritschi, E., Gramazio, F., Kohler, M. & Flatt, R. J. (2018), Adapting smart dynamic casting to thin folded geometries, in 'RILEM International Conference on Concrete and Digital Fabrication', Springer, pp. 81–93.
- The Living New York* (2021).  
**URL:** <http://www.thelivingnewyork.com/>

# ZESILOVÁNÍ BETONOVÝCH MOSTŮ POMOCÍ ULTRA-VYSOKOHODNOTNÉHO VLÁKNOBETONU (UHPFRC)

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

V České republice je v současné době asi 17 500 mostů na dálnicích a silnicích, další mosty jsou ve vlastnictví obcí a na železničních tratích. Hospodaření s takovým množstvím mostů je technicky i finančně velmi náročné a je nutno používané postupy a prostředky neustále zdokonalovat. Navržené téma je zaměřeno na možnosti zesilování nosných konstrukcí, především s využitím dodatečné vrstvy z UHPFRC.

V zahraničí byl tento způsob opravy betonových i ocelových konstrukcí již několikrát použit, v České republice zatím nikoliv. Cílem práce je provést takové experimenty a ověření návrhových postupů, aby bylo možno formulovat doporučení pro praktické používání této technologie.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Betonové mosty • Zesilování • Obnova • Ultra-vysokohodnotný vláknobeton • UHPFRC nabetonávka

## ABSTRACT

In the Czech Republic, there are currently about 17 500 bridges on roads and motorways, other bridges are on railways and in municipalities. Managing so many bridges is technically and financially very demanding and the procedures and means used must be continuously improved. The proposed project is focused on possibilities of strengthening of load-bearing structures, first of all with use of additional UHPFRC overlays.

This method of repairing of concrete and steel structures has been used several times abroad, not yet in the Czech Republic. The aim of this work is to carry out such experiments and validation of design processes to formulate recommendations for practical use of this technology.

## KEYWORDS

Concrete bridges • Strengthening • Rehabilitation • Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete • UHPFRC overaly

## 1. ÚVOD

Vyztužené betonové konstrukce, jako jsou mosty, vykazují vynikající vlastnosti z hlediska konstrukčního chování. Pokud jsou tyto konstrukce vystaveny silným vlivům okolního prostředí a vysokému mechanickému namáhání, tak může docházet nejen ke snížení jejich konstrukčních odolností, ale i jejich životnosti. Obnova a rekonstrukce takto poškozených betonových konstrukcí je pro společnost velkou zátěží především z ekonomického hlediska. K významným nákladům pro správce těchto konstrukcí vede nejen výstavba nových, ale především velký počet existujících mostních konstrukcí. Aby bylo možné snižovat tuto zátěž na minimum a zároveň se efektivně starat o mostní konstrukce pro zajištění jejich spolehlivosti a provozuschopnosti, tak je zapotřebí zpřesňovat informace o jejich dlouhodobém působení a vlivu poruch na jejich působení. Dále je důležité rozvíjet možnosti jejich oprav, úprav a zesilování.

V posledních letech docházelo k značnému vývoji a zlepšování materiálů na bázi cementového pojiva s výjimečnými parametry v oblasti mechanických vlastností a trvanlivosti. Jedná se o ultra-vysokohodnotné betony (UHPC - Ultra High-Performance Concrete). UHPC betony jsou ve většině případů navrhovány a používány jako kompozitní materiály, které jsou vyztužené vlákny. Jedná se o vlákna z vysokopevnostních ocelí, popřípadě z různých plastů. Cementový kompozit vyztužený vlákny je pak nazýván jako ultra-vysokohodnotný vláknobeton (UHPFRC - Ultra High-Performance Fibre-Reinforced Concrete). Tyto nové stavební materiály poskytují skvělé kombinace vlastností pro navrhování a sanace mostních objektů. Jedná se především o vysokou pevnost v tlaku, která může být až 180 MPa. Dále pak o pevnost v tahu, jež může dosahovat 10-15 MPa. Tyto kompozitní materiály vykazují nízkou propustnost, která brání průniku škodlivých látek, jako je voda nebo chloridy.

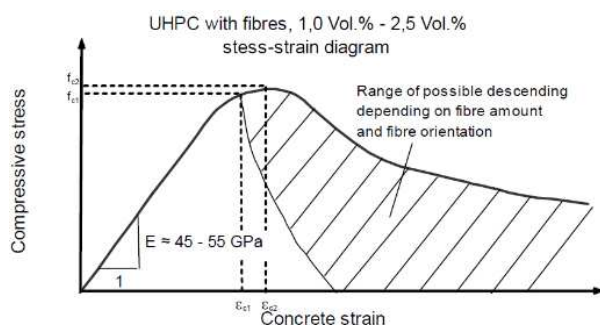
UHPFRC betony mají zvýšenou odolnost proti agresivním vlivům prostředí a vysokému mechanickému namáhání a jsou tak vhodným stavebním materiálem pro zvýšení životnosti a únosnosti nových i stávajících betonových mostních konstrukcí. Jednou z metod, jak tohoto docílit, je zesílení konstrukcí pomocí UHPFRC nabetonávky. Jedná se o nabetonování tenké spřažené vrstvy na stávající konstrukci. [1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10]

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

## 2. ZESILOVÁNÍ

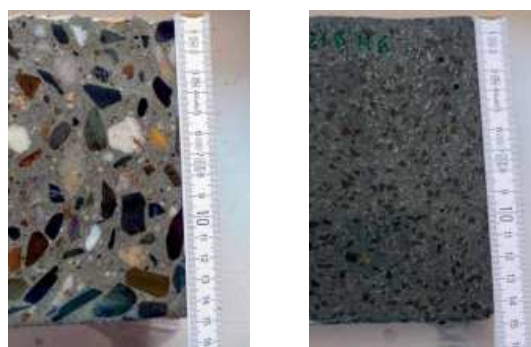
### 2.1. UHPFRC

Ultra-vysokohodnotný vláknobeton (UHPFRC) je poměrně moderní a perspektivní druh cementového kompozitu, který se především vyznačuje vysokou pevností v tlaku i tahu. Pevnost v tlaku může dosahovat až 180 MPa a pevnost v tahu za ohybu až 15 MPa. Jeho zpracovatelnost umožňuje navrhovat speciální konstrukce, a to včetně tenkostěnných. Vysoká trvanlivost tohoto kompozitu několikanásobně přesahuje betony běžných pevností. Nicméně jeho vysoká cena a nároky na výrobu nejsou příliš příznivé pro jeho rozšíření napříč komerčním využitím.



Obrázek 1: Pracovní digram UHPFRC – v tlaku [15]

V UHPFRC betonu se využívá nízkého vodního součinitele z důvodu dosažení vysoké pevnosti i trvanlivosti materiálu. Jako pojivo se používá běžný portlandský cement, který se také používá v betonech běžných pevností. Jemné kamenivo je zde využíváno jako plnivo. Kamenivo bývá co nejmenší, aby došlo k co nejlepšímu obalení jednotlivých zrn cementovým tmelem a zároveň k vyplnění i velmi malých dutin v betonu. Kamenivo bývá o vysoké pevnosti a kvalitě, aby bylo dosaženo vysoké pevnosti betonu. Jako nejčastější druh kameniva se využívá čedič. Dále se do UHPFRC betonu přidávají přísady, a to především plastifikátory, jež umožňují snížení vodního součinitele a dosažení vyšších pevností a zároveň přispívají k lepší tekutosti a zpracovatelnosti směsi. Pro zajištění co největší hutnosti a minimalizování mezerovitosti se používají příměsi, jemnozrnné materiály, které ovlivňují pevnostní vlastnosti a smršťování betonu. Často se jako příměs využívá popílek, mikrosilika nebo nanosilika.



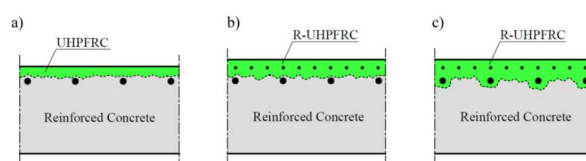
Obrázek 2: Srovnání vzhledu betonů: Běžný beton a UHPFRC [13]

Poslední složkou, která se přidává do směsi UHPFRC, je rozptýlená výztuž (vlákna), jež zajišťuje vysokou pevnost a duktilitu materiálu. Vlákna zabráňují vzniku mikrotrhlin na prvku. Dostatečné množství vláken zajišťuje únosnost zatíženého prvku i po vzniku trhlin, kdy dochází – v závislosti na složení materiálu (obsahu vláken) k tahovému změkčení nebo tahovému zpevnění, které je zapříčiněno přenášením tahového namáhání ocelovými vlákny. [11, 12, 13]

### 2.2. Aplikace nabetonávky

Principem zvýšení únosnosti a životnosti stávajících betonových mostů pomocí nabetonávky z UHPFRC je přidání vrstvy betonu na stávající poškozenou nebo málo únosnou konstrukci. Zesílení pomocí nabetonávky se využije tam, kde se nejlépe využijí vlastnosti UHPFRC, tedy na částech konstrukcí vystavených silným účinkům vnějšího prostředí (voda, rozmrazovací soli) a velkému mechanickému zatížení (včetně lokálních sil a nárazů). Způsob provedení a tloušťka nabetonávky závisí na rozsahu poškození stávající konstrukce a účelu použití UHPFRC nabetonávky, která bývá používána jak pro zvýšení únosnosti konstrukce, tak i jako vodotěsná vrstva na povrchu.

Pokud má nová vrstva nabetonávky z UHPFRC pouze chránit podkladový beton před vnikáním vody a chloridů, poté stačí vrstva o tloušťce 25 až 40 mm. Avšak pokud se jedná o zvýšení konstrukční odolnosti pomocí nabetonávky, do které je vložena ocelová výztuž, musí být její tloušťka min. 40 mm a zároveň musí být zaručeno krytí výztuže min. 15 mm. V případě, že je na konstrukci poškozena výztuž korozí nebo beton vysokou kontaminací chloridů, poté je možné takto poškozenou výztuž a beton odstranit do požadované hloubky a následně provést sanaci pomocí vrstvy UHPFRC a nové výztuže. Hloubka odstranění degradované vrstvy betonu závisí na rozsahu poškození a tloušťka nové vrstvy závisí na požadavku zesílení a je možné ji tak přizpůsobit dané situaci.



Obrázek 3: Nabetonávka z UHPFRC: a) Ochranná funkce b) Zesílení a ochranná funkce c) Zesílení a ochranná funkce s nově vloženou výztuží [1]

Pro zajištění spolupůsobení obou vrstev, starého betonu a nově nabetonované vrstvy z UHPFRC, je nutné zajistit správné propojení mezi těmito vrstvami. To se zajišťuje pískováním, vysokotlakým tryskáním vodou nebo broušením kontaktní plochy podkladového betonu. Drsnost takto upraveného povrchu by měla být 3 až 5 mm. Následně se musí odstranit veškeré uvolněné částice a látky, které oslabují spojení vrstev. Před samotnou betonáží nabetonávky by podkladní povrch měl být dostatečně vlhký, aby došlo ke správnému spojení obou vrstev. [1, 4, 5]

Styčné spáry by také měly obvykle být opatřeny sřahovací výztuží. V případě, že by tomu tak nebylo, mohlo by dojít

k oddělení nabetonávky od podkladu například účinky dynamických a opakovaných zatížení i vlivem rozdílných deformací původní konstrukce a nabetonávky. Ty následně mohou vést ke snaze nabetonávky o nadzdvíhnutí od podkladu.



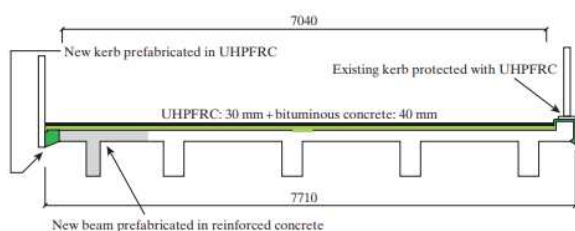
Obrázek 4: Zbroušený a očištěný povrch betonu pro správné propojení vrstev [4]

### 3. PŘÍKLADY POUŽITÍ

Technologie zesílení a zvýšení životnosti pomocí vrstvy UHPFRC byla poprvé použita v roce 2004 ve Švýcarsku na mostě přes řeku La Morge. Od té doby bylo pomocí nabetonávky zesíleno více než 50 konstrukcí. Touto metodou bylo zesíleno i několik mostů ve Slovinsku, ve Francii a v USA. Na území České republiky zatím nikoliv. [1, 10]

#### 3.1. Most přes řeku La Morge

Ve Švýcarsku byla poprvé v roce 2004 využita vrstva nabetonávky z UHPFRC pro rehabilitaci a rozšíření silničního mostu dlouhého 10 m přes řeku La Morge. Most byl rozšířen pomocí prefabrikovaného železobetonového nosníku, který je spojen s prefabrikovaným římsovým nosníkem z UHPFRC. Horní povrch betonu, jenž byl znečištěný chloridy, byl odstraněn, následně upraven vysokotlakým tryskáním vodou a nahrazen vrstvou ultra-vysokohodnotného vláknobetonu tl. 30 mm. Celá rehabilitace trvala 1 měsíc a ochranná funkce nabetonávky byla ověřena pomocí zkoušek propustnosti vzduchu. [10]



Obrázek 5: Příčný řez mostem po sanaci pomocí UHPFRC [10]

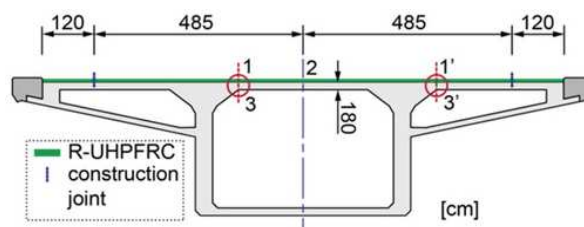
#### 3.2. Chillon viadukt

Chillonské viadukty jsou dva paralelní předpjaté betonové dálniční mosty o délce 2120 m, které byly postaveny mezi roky 1966 a 1969. Betonové části konstrukce vykazují známky alkalické reakce kameniva, která vede k porušení struktury betonu a ke snížení pevnosti betonu v průběhu času. Aby byla zajištěna bezpečnost a spolehlivost konstrukce, byla

zvolena, na základě doby trvání zásahu a s ohledem na náklady, metoda posílení mostu pomocí přidání vrstvy UHPFRC.

Zesílení konstrukce se realizovalo v letech 2014 a 2015 a jeho cílem bylo zvýšit ohybovou a smykovou odolnost v příčném směru, zvýšit tuhost konstrukce, snížit napětí ve výztuži, zajistit vodotěsnost pro zlepšení trvanlivosti a snížit potřebný čas na zhotovení. Nabetonávka byla realizována pomocí jedné vrstvy o celkovému objemu 2350 m<sup>3</sup>, která byla uložena pomocí upraveného silničního finišeru. Před pokládkou betonu byla odstraněna vrstva krycího betonu tl. 10 mm a povrch otryskán vysokotlakým vodním paprskem.

Celková tloušťka horní desky komorového nosníku je 180 mm. Vrstva nabetonávky má tloušťku 40 mm, ve které je umístěna příčná ocelová výztuž průměru 12 mm. Nad pilíři byla tloušťka vrstvy zvětšena na 50 mm a byly přidány podélné ocelové pruty průměru 12 mm pro zvýšení momentové únosnosti.

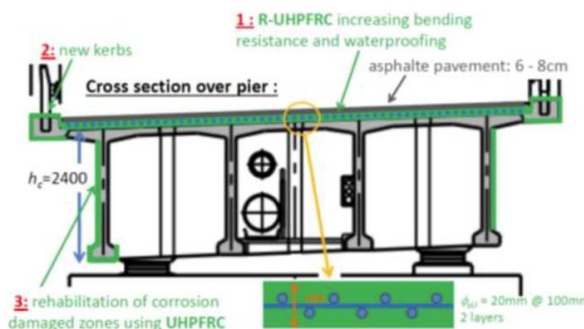


Obrázek 6: Příčný řez mostem po opravě s UHPFRC [1]

Touto úpravou bylo dosaženo zvětšení příčného momentu únosnosti v řezu 1 o 73 % a v řezu 2 o 33 %. Smyková únosnost byla zvětšena o 40 % a ohybová únosnost komorového nosníku byla větší o 20 %. [1, 2]

#### 3.3. Dálniční mosty ve Švýcarsku

V letech 2017 až 2019 byly ve Švýcarsku rehabilitovány tři dálniční mosty, které byly vybudovány téměř před 50 lety, a jejichž celková délka činí 1050 m. Mosty jsou v příčném řezu vytvořeny ze čtyř prefabrikovaných předpjatých nosníků o délce 40 m a v podélném směru působí jako spojité nosníky. Mosty vykazovaly značné poškození výztuže a s ohledem na budoucí dopravní zatížení nesplňovaly požadavky na zatížitelnost.



Obrázek 7: Příčný řez nad pilířem - rozsah opravy [1]

Jednalo se o zvýšení únosnosti a torzní tuhosti přidáním větší vrstvy UHPFRC, jež zároveň slouží i jako hydroizolační vrstva. V polích byla provedena nabetonávka o tloušťce 45 mm s příčnou výztuží. Nad pilíři byla provedena v tl. 100 mm s vloženou příčnou a podélnou výztuží pro zvýšení momentu únosnosti. Tím je dovoleno plastické přerozdělení momentů z polí nad pilíře. UHPFRC bylo zároveň použito i pro opravu lokálních poškození nosníků. [1]

#### 4. VÝZKUM

Cílem výzkumu je provést takové experimenty a ověření návrhových postupů, aby bylo možné formulovat doporučení pro praktické využití této technologie.

##### 4.1. Zesílení napojení prefabrikované konzoly

V rámci výzkumu bylo navrženo zkušební těleso, reprezentující část horního povrchu nosné konstrukce železničního mostu spojeného s prefabrikovanou konzolou KO-01/02 a zesílení pomocí nabetonávky z UHPFRC. Tento způsob opravy železničních mostů může zvýšit únosnost konstrukce v podélném a v příčném směru i zároveň zesílit kotvení prefabrikovaných konzol. Na uvedených zkušebních tělesech bude v rámci navrhovaného výzkumu ověřena technologie betonáže UHPFRC nabetonávky, provedeno sledování vlivu objemových změn a následně budou podrobena statické zatěžovací zkoušky s cílem ověřit zesílení kotvení prefabrikovaných konzol pomocí UHPFRC nabetonávky.

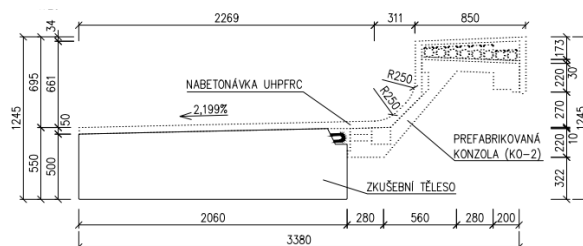
Prefabrikované konzoly jsou segmenty konstrukce o délce 1480 mm, které jsou pomocí kotevnicích ok a čepů ve vynechaných kapsách spojeny s prefabrikovaným nosníkem a následně jsou zality betonem. V této podélné spáře mezi konzolou a nosnou konstrukcí, a mezi příčnými spárami jednotlivých konzolových segmentů dochází k poškození hydroizolace a následnému zatékání vody. Porucha je často viditelná na vnějším povrchu konstrukce. Kromě vlhkosti a výkvětů se projevuje degradací betonu a korozi výztuže. Poškození říms může vést k poškození přilehlé části konstrukce, tedy k degradaci betonu nosné konstrukce a korozi výztuže. [14, 15]



Obrázek 8: Zatékání mezi spárami prefabrikovaných konzol a nosné konstrukce [14]

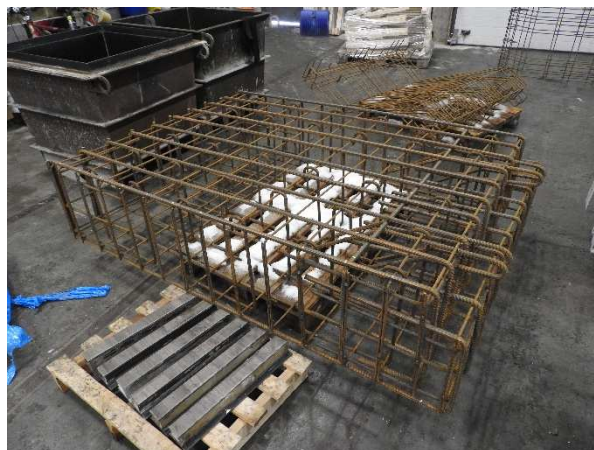
##### 4.2. Výroba zkušebního tělesa

Pro zkoumání připojení prefabrikované konzoly k prefabrikovanému nosníku, pro jeho zesílení a pro ověření principů této technologie bylo navrženo a vyrobeno zkušební těleso („základní deska“) o rozměrech 1480 x 2060 mm, jež představuje část horního povrchu nosné konstrukce železničního mostu a které obsahuje rovněž kotevnicích oka pro připojení montovaných konzol. Zároveň byly vyrobeny díly podle původních výkresů tvaru a výztuže prefabrikované konzoly. Následně bude tato konzola spojena se zkušebním tělesem. Takto připravená konzola bude vystavena statické zatěžovací zkoušce. V dalším kroku bude na zkušebním tělese s konzolou provedena spřažená UHPFRC nabetonávka tl. 50 mm a těleso bude opět podrobena statické zatěžovací zkoušce.



Obrázek 9: Pohled na celou sestavu zkušebního tělesa [15]

Na těchto zkušebních tělesech budou rovněž ověřeny principy realizace použité technologie a zároveň budou sledovány projevy objemových změn UHPFRC (největší vliv lze očekávat u autogenního smršťování, jehož průběh je spojen s průběhem hydratace cementu a bude proto nejvýraznější v období po betonáži nabetonávky).



Obrázek 10: Vyzázaná výztuž zkušebního tělesa [15]

Dále se uvažuje s výrobou zkušebních předpjatých nosníků. Tyto nosníky budou opatřeny UHPFRC spřaženou nabetonávku a následně bude provedena statická i únavová zatěžovací zkouška. Rovněž bude provedeno ověření působení UHPFRC nabetonávky nad střední podélnou mezerou mezi nosníky železničního mostu. Aby se zajistil reálný rozdíl deformací mezi jednotlivými nosníky, bude pouze jeden z této dvojice nosníků zatěžován, druhý nikoliv.

Pro veškerá zkušební tělesa, zkoušky a měření budou provedeny porovnávací teoretické výpočty. V potřebném rozsahu bude provedeno ověření vlivu posuzovaných konstrukcí a řešení na životní prostředí. Dále bude proveden návrh konstrukčních úprav pro dosažení optimálního působení navrhovaných řešení. Zohledněny budou i celoživotní náklady uvažovaných konstrukcí a jejich úprav. [15]

## 5. ZÁVĚR

Zlepšení odolnosti a trvanlivosti mostů pomocí nabetonávky z UHPFRC je časově, ale i ekonomicky výhodná metoda. Tato technologie zajišťuje výrazné zlepšení vlastností konstrukce jak v tlačené, tak i v tažené oblasti, a to díky vysoké pevnosti UHPFRC v tlaku i v tahu, přičemž dalšího zvýšení únosnosti může být dosaženo vložением betonářské i předpínací výztuže. Zároveň dochází ke zvýšení tuhosti v příčném směru a tím k lepšímu roznosu zatížení po konstrukci. Další výhodou této metody je vytvoření hydroizolační vrstvy, která zabraňuje vnikání vody a chloridů do konstrukce a je možné ji použít i pro opravu lokálních poškození konstrukce a zabránit tak další degradaci mostu.

Metoda zesilování pomocí přidáním vrstvy na stávající konstrukci byla již v zahraničí mnohokrát využita. Poprvé v roce 2004 ve Švýcarsku a následně na více než 50 dalších konstrukcích. Zesilování bylo využito i v dalších zemích jako jsou Francie, Slovinsko či Spojené státy americké. Z toho lze usuzovat, že použití této technologie je efektivní i ve srovnání s tradičními metodami zesilování. V České republice prozatím tato metoda pro zvýšení trvanlivosti a zesílení mostů nebyla použita.

Konečným cílem výzkumu a návrhu UHPFRC nabetonávky na betonových mostech je optimalizace technologie provádění a ověření konstrukčního působení tak, aby bylo možno technologii prakticky využívat, následně by měly být konkrétní výsledky zahrnuty v normách pro projektování, ale i správu a údržbu mostních objektů. Cílem je rovněž dosáhnout realizace první aplikace v České republice pro zesílení nebo prodloužení životnosti stávající konstrukce.

## PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek vznikl za finanční podpory ČVUT v Praze v rámci projektu SGS20/108/OHK1/2T/11.

Dále patří poděkování mému školiteli 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

[1] BRÜHWILER, Eugen. UHPFRC technology to enhance the performance of existing concrete bridges. *Structure and Infrastructure Engineering*. 2020, vol. 16, no. 1, s. 94-105. ISSN 1573-2479.

[2] BRÜHWILER, Eugen, Malena BASTIEN-MASSE, Hartmut MÜHLBERG, et al. Strengthening the Chillon viaducts deck slabs with reinforced UHPFRC. In:

IABSE Conference, Geneva 2015: Structural Engineering: Providing Solutions to Global Challenges [online]. Zurich, Switzerland: International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE). 2015, s. 1171-1178. ISBN 978-3-85748-140-6.

[3] CHAMPENOY, Damien et al. Illzach Bridge: Innovative Repair of Orthotropic Deck Using Ultra-High-Performance Fibre-Reinforced Concrete-Return After 5 Years. *Structural Engineering International: Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE)*. 2020, vol. 30, no. 3, s. 387-392. ISSN 1016-8664.

[4] HABER, Zachary B. et al. Bond characterization of UHPC overlays for concrete bridge decks: Laboratory and field testing. *Construction & Building Materials*. 2018, vol. 190, s. 1056-1068. ISSN 0950-0618.

[5] BRÜHWILER, Eugen. Rehabilitation of bridges using Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete. *Safety and Reliability of Bridge Structures*. 2009, s. 185-194.

[6] BRÜHWILER, Eugen a DENARIÉ, Emmanuel. Rehabilitation and Strengthening of Concrete Structures Using Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete. *Structural Engineering International: Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE)*. 2013, vol. 23, no. 4, s. 450-457. ISSN 1016-8664.

[7] DENARIÉ, Emmanuel a BRÜHWILER, Eugen. Structural Rehabilitations with Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concretes (UHPFRC). *Restoration of buildings and monuments : an international journal*. 2006, vol. 12, no. 5, s. 93-108.

[8] BRÜHWILER, Eugen, DENARIÉ, Emmanuel a HABEL, Katrin. Ultra-high performance fibre reinforced concrete for advanced rehabilitation of bridges. In: *Proceedings, fib-Symposium, Budapest*. 2005, s. 951-956.

[9] GRAYBEAL, Benjamin, et al. International Perspective on UHPC in Bridge Engineering. *Journal of Bridge Engineering*, 2020, 25.11: 04020094.

[10] DENARIÉ, Emmanuel. SAMARIS D22-Full scale application of UHPFRC for the rehabilitation of bridges—from the lab to the field. *SAMARIS*, 2005.

[11] KALNÝ, Milan; KOMANEC, Jan; KVASNIČKA, Václav. *Metodika pro navrhování prvků z UHPC*. Praha, 2015.

[12] COUFAL Robert, VÍTEK Jan L., PROCHÁZKOVÁ Alena. Praktická zkušenost s výrobou a dopravou uhpc. In: *TBG Metrostav [online]*. 2015, č. 2, str. 28

[13] FEHLING, Ekkehard; LEUTBECHER, Torsten; BUNJE, Kai. Design relevant properties of hardened ultra high performance concrete. In: *Int. Symp. on Ultra High Performance Concrete*. 2004. p. 327-338.

[14] ŠAFÁŘ, Roman. *Hodnocení technického stavu železničních mostů z předpjatého betonu*. Praha, 2017. Habilitační práce. České vysoké učení technické.

[15] SGS20/108/OHK1/2T/11: *Betonové mosty – zatížitelnost, únavová odolnost a zesilování pomocí UHPFRC nabetonávky*

# PREDICTION OF THE COMPRESSIVE STRENGTH OF CONCRETE BY MACHINE LEARNING REGRESSION MODELS

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

Téma predikce mechanických vlastností cementových kompozitů se těší značnému zájmu, jelikož by díky ní mohlo dojít ke snížení potřeby nákladných a pracných laboratorních zkoušek. V tomto článku je použito několik modelů strojového učení (Lineární, Hřebenová, Lasso regrese a Metoda podpůrných vektorů), které jsou natrénovány a vyhodnoceny na veřejně dostupném datasetu, který obsahuje velké množství různých receptur a jejich tlakových pevností měřených v různých časech od betonáže. Studie ukázala, že Metoda podpůrných vektorů dosahuje nejvyšších pevností (průměrná absolutní odchylka byla 3.63 MPa). Natrénované modely pak byly aplikovány na další aktuálnější externí data. Bohužel se ukázalo, že žádný z modelů nedokáže nová data predikovat s dostatečnou přesností. Jedním z možných důvodů je zde uvedena i nedostatečná reprezentativnost staršího veřejného datasetu pro aktuálně používané směsi.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Predikce • Strojové učení • Tlaková pevnost • Beton • Modelování

## ABSTRACT

Prediction of mechanical properties of cementitious composites is a topic of great concern as it could minimize the need for costly and laborious laboratory tests. In this paper, several machine learning models (Linear, Ridge, Lasso, and Support Vector Machine regression) are trained and evaluated on a publicly available dataset containing various concrete compositions and their compressive strength measured at different ages from casting. In this study, Support Vector Machine regression showed the highest accuracy when testing on the public dataset (mean absolute error 3.63 MPa). The trained models were also subsequently applied on additional more current data. Unfortunately, none of the models proved to be suitable which might be due to the low representativeness of the older public dataset for the currently used mixtures.

## KEYWORDS

Prediction • Machine Learning • Compressive Strength • Concrete • Modeling

## 1. INTRODUCTION

Prediction of mechanical properties of concrete based on its composition is a topic of great concern in the field of building materials. Estimates are traditionally made based on empirical

relationships; however, with the increasing variety of concrete compositions, the common approach is becoming insufficient and has restricted validity.

Several studies employed regression models to estimate chosen characteristics, such as compressive strength (Popovics and Ujhelyi 2008), shear strength (Slater, Moni, and Alam 2012), or tensile strength (Silva, de Brito, and Dhir 2015). However, further research concluded that more complex systems are needed, especially in the case of special mix designs such as high-performance concrete (Chou and Tsai 2012). For this reason, especially in the last decade, machine learning (ML) techniques have been employed for prediction tasks.

ML modeling starts with the identification of a target variable and explanatory variables for which we expect some dependency. To be able to evaluate the performance of the developed model, it is common practice to split available data into training sample on which model parameters are estimated, and a test sample which is left aside during development and used to assess how the model behaves when applied to unseen data.

A variety of ML models have been applied for the prediction of concrete properties, mostly its compressive strength. Linear and regularized regression (Kang, Yoo, and Gupta 2021), support vector regression and classification (Kang, Yoo, and Gupta 2021; Duan et al. 2020; Nguyen et al. 2021), boosting- and tree-based models (Kang, Yoo, and Gupta 2021; Kaloop et al. 2020; Duan et al. 2020; Nguyen et al. 2021; Vakharia and Gujar 2019). Further, studies using more advanced models such as artificial neural networks (ANNs) have been conducted (Sevim et al. 2021; Vakharia and Gujar 2019; Chou et al. 2014).

In this paper, selected ML models (Linear, Lasso, Ridge, and support vector machine regression) are trained and evaluated on a publicly available dataset containing 1030 concrete mix designs with/without blast furnace slag, fly ash, and superplasticizer and respective compressive strengths measured at various times from casting. Additionally, selected trained models are applied on unknown data obtained from more current papers, thus not present in the source dataset, in order to validate the model on mixtures with more detailed composition.

## 2. DATA

The experimental dataset was obtained from UCI Machine Learning Repository where it was donated by Prof. I.-C. Yeh (Yeh 1998) in 2007 for unlimited use. The dataset contains records of concrete compositions (with/without blast furnace slag, fly-ash, and superplasticizer) and their respective compressive strength values obtained from load tests. According to (Yeh 1998), the dataset was prepared using 17 different

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



sources and evaluated so the mixtures were fairly representative for all of the major parameters influencing the compressive strength of concrete. Further, some mixtures were omitted due to their atypical composition or curing conditions. As different studies have dealt with various specimen types for the compressive strength determination, the values were converted into 150 mm cylinders according to the relevant standards. As I.-C. Yeh points out in (Yeh 1998), in some cases, detailed information about individual components was missing e.g. the class of fly-ash or the exact chemical composition of superplasticizer. More detailed information concerning this dataset can be found in the aforementioned journal article.

## 2.1. Dataset Overview

The dataset contains 9 variables and 1030 entries. As the compressive strength value ( $f_c$ ) is the targeted variable for the prediction task, the remaining 8 variables are used as the explanatory variables on which the target variable depends. Table 1 shows the ranges of the data. A similar overview can be found in (Yeh 1998), although different values are reported, possibly due to subsequent alternations of the dataset. The most frequent age of testing in the dataset is the standard 28th day from casting.

Table 1: Ranges of the variables.

Variable	Unit	Min	Max	Median
Cement	[kg/m <sup>3</sup> ]	102.0	540.0	272.9
Water	[kg/m <sup>3</sup> ]	121.8	247.0	185.0
Slag	[kg/m <sup>3</sup> ]	0.0	359.4	22.0
Fly-ash	[kg/m <sup>3</sup> ]	0.0	200.1	0.0
Superplast.	[kg/m <sup>3</sup> ]	0.0	32.2	6.4
Coarse agg.	[kg/m <sup>3</sup> ]	801.0	1145.0	968.0
Fine agg.	[kg/m <sup>3</sup> ]	594.0	992.6	779.5
Age	[days]	1	365	28
$f_c$	[MPa]	2.3	82.6	34.4

## 3. DATASET PREPARATION

### 3.1. Splitting of the Data into a Test and Train Dataset

As already briefly described in Introduction, in order to evaluate the model performance (i.e., estimate its generalization error using metrics described further), the data need to be split into a train and test set.

In this paper, 20 % of the available data was used as testing data, which is a common practice. Firstly, the dataset was split randomly, and the test set representativeness was verified as described further.

Based on the correlation between the target and explanatory variables (measured using Pearson's correlation coefficients which describes linear correlation), the cement dose was identified as the main driving factor influencing the targeted compressive strength. For this reason, the cement dose values were categorized and their relative representation in the test and train set was determined. As the ratios differed quite significantly, the data were further split by stratified sampling so the cement dose categories would be evenly represented in both the test and train set.

### 3.2. Data Transformation

In order to possibly improve the performance of the selected machine learning models, primary explanatory variables (i.e., concrete composition and age) were further transformed.

Primary analysis revealed that the target variable (compressive strength) expresses the most pronounced linear dependency on the amount of cement. For that reason, a variable set as the logarithm of the cement dose was added into the datasets in order to achieve its linearization.

Further additional variables were created as ratios of individual components to the amount of binder (this approach was also chosen in (Yeh 1998)). As binder, the sum of cement, fly-ash, and slag was considered. Table 2 illustrates the, in some cases, enhanced correlation coefficients (i.e., linear correlation) when the concrete composition is expressed in ratios.

Table 2: Comparison of the Pearson's correlation coefficient

Variable	Corr. coef.	Variable	Corr. coef.
$f_c$	1.0	$f_c$	1.0
Cement	0.5	–	–
Superplasticizer (Sp)	0.36	Sp/b	0.24
Slag (S)	0.11	S/b	0.01
Fly-ash (FIA)	-0.09	FIA/b	-0.16
Fine Agg. (FA)	-0.15	FA/b	-0.54
Coarse Agg. (CA)	-0.18	CA/b	-0.56
Water (w)	-0.28	w/b	-0.63

If necessary for the particular model application (regularized models and support vector machine regression), the datasets were transformed to have the same scale and unit variance of the resulting distribution. Standardization was performed according to Eq. 1:

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma}, \quad (1)$$

where  $z$  is the standardized value,  $x$  is the original value,  $\mu$  is the mean value, and  $\sigma$  is the variance.

### 3.3. The Train Dataset Exploratory Analysis

To gain a greater understanding of the data, a brief exploratory analysis was performed. Only train data were used so the test data remained truly unknown and the unfavorable bias avoided.

As it is apparent from Figures 3,4, and 5, some tendencies between the target variable and composition ratios are observable; however, the variability outside the upper and lower quartiles is significant in all cases due to a large number of additional influencing variables.

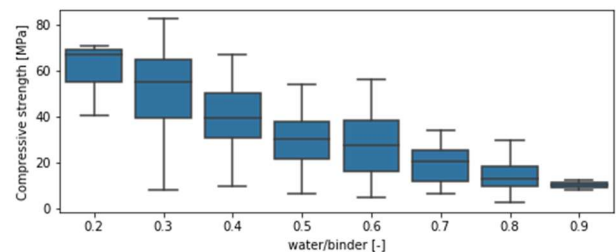


Figure 1: Dependence of the compressive strength on water/binder ratio.

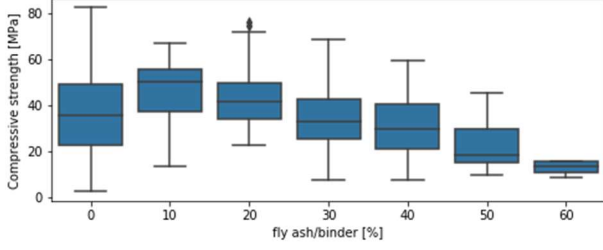


Figure 2: Dependence of the compressive strength on fly-ash/binder ratio.

## 4. MODEL PREPARATION

### 4.1. Applied Machine Learning Models

In this part of the paper, selected predictive models used for the task are briefly introduced.

#### 4.1.1. Linear Regression

The Linear regression model describes the target value (scalar response) as a linear combination of the independent explanatory variables (features), as shown in Eq. 2:

$$y(\theta, \mathbf{x}) = \theta_0 + \theta_1 x_1 + \dots + \theta_n x_n, \quad (2)$$

where  $y$  is the value of the target variable,  $n$  is the number of features,  $x_i$  is the  $i^{\text{th}}$  feature value, and  $\theta_j$  is the  $j^{\text{th}}$  model parameter (where  $\theta_0$  is the bias term). This can be expressed in a vectorized form, as shown in Eq. 3:

$$\hat{y} = h_{\theta}(\mathbf{x}) = \theta^T \cdot \mathbf{x}, \quad (3)$$

where  $h_{\theta}$  is the regression function using the model parameters  $\theta$ . In this paper, the model is fitted using the method of least squares where the mean squared error cost function is minimized by finding optimal parameter values as a solution to the problem shown in Eq. 4:

$$\text{minimize } \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\theta \cdot \mathbf{x} - y_i)^2. \quad (4)$$

For this problem, a closed solution exists, and it is given by Eq. 5. From the equation, we see that the inverse of the matrix needs to be computed. This can be computationally intractable for large numbers of predictors. This is not our case; however, it can be solved by methods as stochastic gradient descent.

$$\hat{\theta} = (\mathbf{X}^T \mathbf{X})^{-1} \cdot (\mathbf{X}^T \mathbf{y}), \quad (5)$$

where  $\hat{\theta}$  is the parameter value which minimizes the cost function,  $\mathbf{X}$  is the matrix of features, and  $\mathbf{y}$  is the vector of values of the target variable.

#### 4.1.2. Polynomial Regression

The primary analysis of the dataset indicated that the dependence of the target variable on the explanatory variables could be nonlinear. This relationship can be described by a special type of Linear regression – Polynomial regression. Although it is still a linear problem, as it is linear in the unknown parameters, the relationship between the target variable and explanatory variables is modeled as a  $p^{\text{th}}$  degree polynomial in the explanatory variables, as shown in Eq. 6 for one explanatory variable:

$$y(\theta, x) = (\theta_0 + \theta_1 x_1 + \theta_2 x_2 + \dots + \theta_n x_n)^p. \quad (6)$$

This more complicated model gives us the ability to alter the weight of each explanatory variable depending on the value(s) of one or more other independent variables thanks to the interaction effect.

Although the addition of a higher polynomial degree of features and their combination can be highly beneficial for nonlinear data, we must keep in mind that the transformation leads to a severe explosion of the feature numbers, possibly making the model too slow.

#### 4.1.3. Regularized Regression (Ridge and Lasso)

In this study, regularized linear models (Ridge and Lasso) were used alongside with basic Linear regression model. In order to prevent overfitting of the model on training data, so it is able to sufficiently generalize on test data, models are regularized by the so-called regularization term which is added to the initial cost function. By regularization, we minimize the variance error without substantially increasing the bias error of the selected model. In both cases, the degree of regularization is given by a hyperparameter  $\alpha$ . As the value of the hyperparameter increases, so does the degree of regularization. If the value is set to zero, the cost function equals the initial cost function in basic Linear regression.

In the case of Ridge regression, the regularization term is equal to  $\alpha \sum_{i=1}^n \theta_i^2$ . In Ridge, all of the parameters are equally constrained to take on only small values.

In the case of Lasso regression, the regularization term is equal to  $\alpha \sum_{i=1}^n |\theta_i|$ . Unlike Ridge regression, Lasso regression tends to completely eliminate the weights (parameters) of the least important features (i.e., set them to zero). By setting certain coefficients to zero, Lasso regression provides feature selection, thus improving the model interpretability.

Bayesian interpretation of the Lasso tendency to set parameters to zero was provided by Tibshirani (Tibshirani 1996). The study pointed out that in the case of Ridge regression, the coefficients have a normal distribution, whereas in Lasso regression they have double-exponential distribution (also known as Laplace distribution). As the double-exponential distribution puts more mass near zero and in the tails, the Lasso tends to produce estimates that are either large or zero.

For regularized models, standardized explanatory variables were used in all cases to ensure penalization of each member to the same extent and independence on units in which the variables were given.

#### 4.1.4. Support Vector Machine Regression

Support vector machine (SVM) analysis is a Machine Learning model introduced by Vapnik *et al.* (Vapnik 1995) which is suitable primarily for classification tasks, but also for regression tasks as it is in our case.

Firstly, the SVM model will be briefly introduced on a classification problem for the sake of clarification. Simply put, the SVM analysis aims to determine a line or hyperplane, in the case of multidimensional space, that separates defined classes so new instances are classified (i.e., predicted) based on their position in relation to the line/hyperplane. The line/hyperplane is also accompanied by decision boundaries, defined by the nearest instances (the so-called support vectors), which determine the boundaries between positive and negative examples. The SVM analysis aims to fit the widest street (i.e., the area between the decision boundaries) between the classes with as few margin violations (i.e., instances on the street) as possible.

The aim of the SVM model in the case of a regression task is exactly the opposite. The model tries to fit the instances on the street while limiting the number of instances off the street. The SVM regression model has two hyperparameters –  $\epsilon$  which determines the width of the street (i.e., determines the tolerable error), and  $C$  which determines the degree of regularization (the higher the  $C$  value, the less regularization).

In the case of nonlinear data, the application of the SVM model is possible as in the case of Linear regression. There are several approaches to Nonlinear SVR regression. Firstly, the

addition of powers of features and their combination is possible in the same manner as described in the Polynomial regression. Further, the addition of the so-called Similarity features defined by Gaussian Radial Basis Function (RBF) is an option.

However, both of the mentioned approaches lead to a drastic increase in the number of features, slowing down the model greatly. The solution to the nonlinearity issue lies in the employment of special kernel functions (the so-called kernel trick) which replace the need for increasing the number of features while ensuring the same result. For example, the addition of feature polynomials can be substituted with Polynomial kernel while the Similarity features by RBF kernel.

#### 4.2. Evaluation of the Model Performance

In this paper, four metrics were used for evaluation of the model accuracy – Mean Squared Error, Root Mean Squared Error, Mean Absolute Error, and R-squared.

Mean Squared Error (MSE) measures the variance of the residuals, as shown in Eq. 7:

$$MSE = \frac{1}{m} \sum_{j=1}^m (y_i - \hat{y}_i)^2, \quad (7)$$

where  $m$  is the number of instances,  $y_i$  is the  $i^{\text{th}}$  measured target value, and  $\hat{y}_i$  is the  $i^{\text{th}}$  predicted value.

Root Mean Squared Error (RMSE) measures the standard deviation of residuals, as shown in Eq. 8:

$$RMSE = \sqrt{MSE}. \quad (8)$$

Mean Absolute Error (MAE) measures the average of the absolute difference between the actual and predicted values in the dataset, as shown in Eq. 9:

$$MAE = \frac{1}{m} \sum_{j=1}^m |y_i - \hat{y}_i|, \quad (9)$$

where  $m$  is the number of instances,  $y_i$  is the  $i^{\text{th}}$  measured target value, and  $\hat{y}_i$  is the  $i^{\text{th}}$  predicted value. Although RMSE and MAE have the same units as the predicted variable, their values can differ. MAE is a linear score, thus weighting all of the individual differences equally. RMSE, on the other hand, gives high weights to large errors due to their exponentiation. It implies that the larger their difference, the higher the variability of the errors.

R-squared ( $R^2$ ) represents the proportion of the variance in the dependent variable, as shown in Eq. 10:

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{j=1}^m (y_i - \hat{y}_i)^2}{\sum_{j=1}^m (y_i - \bar{y})^2}, \quad (10)$$

where  $m$  is the number of instances,  $y_i$  is the  $i^{\text{th}}$  measured target value,  $\hat{y}_i$  is the  $i^{\text{th}}$  predicted value, and  $\bar{y}$  is the mean value. The  $R^2$  takes values less than or equal to 1 where 1 means a perfect correlation. It is important to acknowledge that by adding more independent explanatory variables, the  $R^2$  score tends to rise. Thus, it may lead to the introduction of redundant variables in the model.

In all of the cases, models were firstly evaluated using K-fold cross-validation. Thus, the training set was split into  $k$  subsets (in our paper  $k = 5$ ). The models were then trained on  $k-1$  subsets and evaluated on the remaining one, the so-called validation set. This process was repeated by switching the validation set. In our study, we obtained five  $R^2$ , MSE, and MAE values on the training set. This procedure is generally intended to determine the model prediction accuracy while reducing the impact of the specific test set selection. The evaluation metrics were also determined using the prediction on the test set.

#### 4.3. Hyperparameters Tuning

As described in chapter 4.1, regularized regression models and SVM regression are defined by certain hyperparameters which influence the fitting of the model, thus its achievable prediction accuracy.

So that it was not necessary to search for optimal hyperparameter values manually, the so-called Grid Search cross-validation was employed. By its application, the hyperparameter values in the specified range and all of their possible combinations are evaluated automatically and, based on the evaluation scores ( $R^2$ ), their optimal values are determined.

## 5. RESULTS

### 5.1. Training and Performance of the Models

In this part of the paper, the performance of the applied ML models is presented. In Table 3, an overview of all of the evaluation metrics of the models using various datasets is given. Further, based on the obtained information, the most suitable model and hyperparameter values are herein determined.

Table 3: An overview of the trained models and their metrics from cross-validation (CV) and test data prediction.

Model	Nonlin.	Hyperparam.	CV Mean( $R^2$ )	$R^2$	MSE	RMSE	MAE
			Best CV $R^2$				
			[-]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
Linear	–	–	0.62	0.40	114.79	10.71	8.49
Poly.	2nd order	–	0.75	0.79	57.66	7.59	5.59
Ridge	2nd order	$\alpha = 0.24e-2$	0.79	0.81	50.52	7.11	5.35
Lasso	–	$\alpha = 0.24e-1$	0.62	0.40	114.30	10.69	8.46
SVM	rbf kernel	$C = 1000; \epsilon = 3$	0.87	0.89	27.96	5.29	3.63

As expected, based on the clearly non-linear relationships between features and the target variable, basic Linear regression did perform rather poorly. The low  $R^2$  values and high mean errors (MAE 8.49 MPa) on the test data suggest that the Linear regression model is underfitting as it is not complex enough to describe the dependencies between the data sufficiently. A comparison of the predicted and measured compressive strength values can be seen in Figure 3.

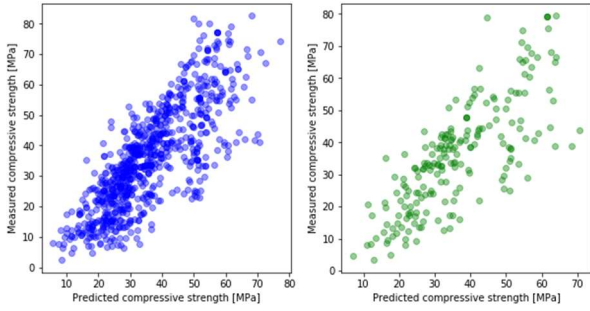


Figure 3: Measured/predicted compressive strength values by Linear regression on the train set (left) and test set (right).

The addition of squares of the explanatory variables and their combination in the case of Polynomial linear regression improved the model performance radically (MAE 5.59 MPa on the test set), as illustrated in Figure 4.

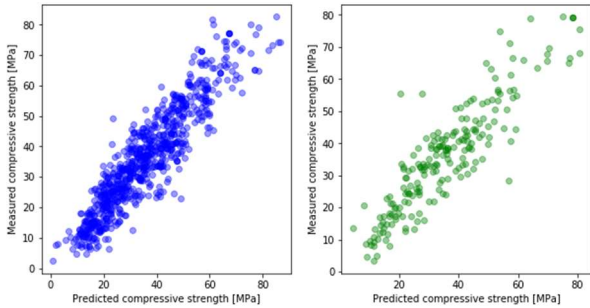


Figure 4: Measured and predicted compressive strength values by Polynomial Linear regression on the train set (left) and test set (right).

The Ridge regression model showed higher accuracy when the explanatory features were polynomially transformed in an identical way as in the case of Polynomial regression. As it is apparent from Table 3, the optimal value of alpha (a hyperparameter determining the regularization degree) was determined by the searching algorithm to be rather low. Thus, only a small difference can be expected compared to the unregularized Polynomial regression. The results proved this assumption, as can be seen in Figure 5 and Table 3.

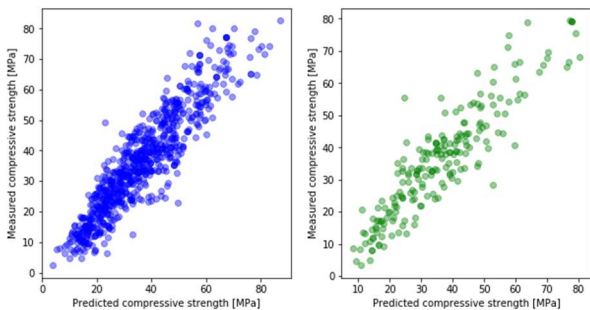


Figure 5: Measured/predicted compressive strength values by Ridge regression on the train set (left) and test set (right).

In the case of Lasso regression, the polynomial transformation of features led to a drastic drop in the model accuracy. When considering the 1<sup>st</sup> order features, the model performance varied from the basic Linear regression only negligibly as the optimal values alpha were determined to be close to

zero. Thus, the parameters estimated by the Lasso model were not far from the ones estimated by the basic Linear regression model. Based on these findings the Lasso regression model proved to be unsatisfactory as the regularization did not seem to improve the performance of the Linear regression model (Figure 6).

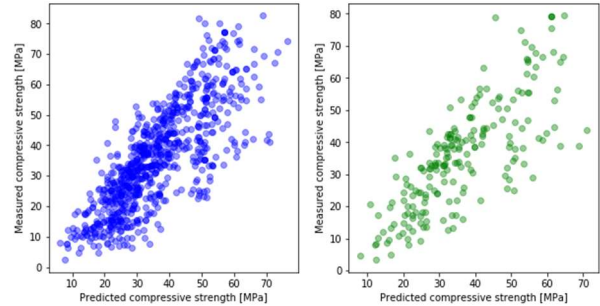


Figure 6: Measured/predicted compressive strength values by Lasso regression on the train set (left) and test set (right).

In our paper, the SVM regression had the best prediction accuracy from the applied models (MAE 3.63 MPa), see Figure 7. Grid Search cross-validation determined the optimal values of the hyperparameters  $C$ ,  $\epsilon$ , and the suitable kernel function. RBF kernel function was determined to be the most appropriate. Thus, the non-linearity of the data was handled by the addition of the Similarity features defined by Gaussian Radial Basis Function (as described in chapter 4.1).

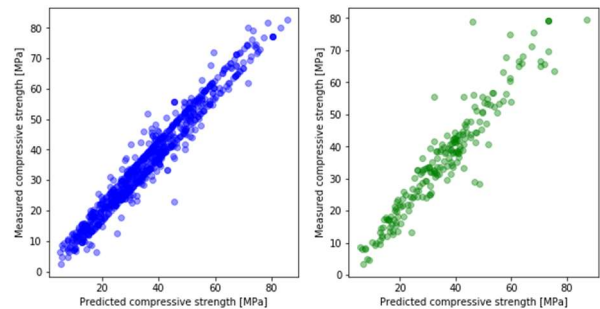


Figure 7: Measured/predicted compressive strength values by SVM regression on the train set (left) and test set (right).

## 5.2. Prediction on Unknown External Data

In this part of the paper, the trained models were confronted with external data obtained from current journal papers. The comparison of the predicted compressive strengths by the models trained in this study and the real measured values should determine the representativeness of the dataset of currently used concrete mix designs.

As the external data, mix designs from (Fantu et al. 2021) and selected mix designs (REF, POP10, POP20, and POP30) from (Bily et al. 2020) were used. The values of compressive strengths were converted from cubic to cylindrical to match the original training dataset. Further, the Linear regression, Polynomial regression, and SVM regression models were applied to predict the compressive strength values.

Unfortunately, despite the overall satisfactory accuracy of the models on the original dataset, the models performed poorly on the external data, as can be seen in Table 4. The less complex Linear regression model consistently underestimated the results; however, due to its lower variance, the predictions did not reach unrealistic values. Further, although the original dataset did not involve such high values of the compressive

strength (the maximum was 82.60 MPa), the Linear regression tried to extrapolate from the known values.

On the contrary, the more flexible models (i.e., Polynomial regression and SVM regression) with more degrees of freedom showed clear signs of overfitting of the model on the train set as some values were predicted rather accurately while others were dramatically far from the measured value (MAE 36.4 and 36.1 MPa for Polynomial and SVM regression respectively).

Table 4: Comparison of the measured and predicted compressive strength values using external data.

Measured [MPa]	Linear. [MPa]	Polynom. [MPa]	SVM [MPa]
108.02	56.66	171.76	13.40
101.27	60.46	142.76	18.56
114.76	68.38	15.26	23.18
119.04	69.94	-18.24	22.62
61.28	43.96	46.26	50.20
59.09	47.11	41.51	72.99
60.11	47.41	42.51	70.70
60.90	47.62	44.51	66.54
58.71	47.73	48.26	61.10
57.67	47.73	51.51	54.88
57.45	47.60	58.01	48.27
54.15	47.32	64.51	41.53

## 6. DISCUSSION AND CONCLUSIONS

This paper aims to introduce several Machine Learning models for the prediction of the compressive strength based on the concrete composition. The models were trained and evaluated on a publicly available dataset and further applied on new external data.

Our findings were in line with the previous research which considered basic linear regression models to be insufficient for the complex non-linear relationships between material composition and strength (Ben Chaabene, Flah, and Nehdi 2020). In our study, the application of the most flexible model – Support Vector Machine regression, led to the most accurate prediction of the target value on the test data (MEA as low as 3.63 MPa). In practice this could be considered to be a highly satisfactory result, as the tolerable deviation when classifying mixtures is typically in the order of percentage units.

Unfortunately, the models did not perform well on the additionally acquired more current data as all of the evaluation metrics were highly unsatisfactory. However, this finding does not automatically mark the model's parameters to be poorly estimated. Rather, it indicates that the original data are not representative enough for the current mix designs. Furthermore, the original publicly available dataset contained only a limited amount of information about the compositions and testing procedures.

This finding can be highlighted as an important point in this study, as it outlines the need for continuous, correct, and comprehensive data collection. The application of Machine Learning algorithms is a highly promising approach to numerous issues in civil engineering; however, it is not feasible with a sufficient data supply.

## ACKNOWLEDGEMENTS

This paper was prepared thanks to the support project "Durability of concrete structure and assessment of its life cycle" (SGS19/149/OHK1/3T/11) and "Analysis of the resistance of

selected critical infrastructure structures exposed to accidental loading" (SGS21/040/OHK1/1T/11)

## References

- Bily, P., *et al.* (2020), Micromechanical Characteristics of High-Performance Concrete Subjected to Modifications of Composition and Homogenization, *Mag. of Civ. Eng.* 94 (2), 145–57
- Chaabene, Wassim, *et al.* (2020) Machine Learning Prediction of Mechanical Properties of Concrete: Critical Review, *Const. and Build. Mat.* 260, 119889
- Chou, Jui-Sheng, *et al.* (2012) Concrete Compressive Strength Analysis Using a Combined Classification and Regression Technique, *Automat. in Const.* 24, 52–60
- Chou, Jui-Sheng, *et al.* (2014) Machine Learning in Concrete Strength Simulations: Multi-Nation Data Analytics.” *Const. and Build. Mat.* 73, 771–80
- Duan, Jin, *et al.* (2020) A Novel Artificial Intelligence Technique to Predict Compressive Strength of Recycled Aggregate Concrete Using ICA-XGBoost Model, *Eng. with Comp.*
- Fantu, *et al.* (2021) Materials Today: Proceedings Experimental Investigation of Compressive Strength for Fly Ash on High Strength Concrete C-55 Grade, *Mat. Today: Proceedings*
- Kalooop, Mosbeh R, *et al.* (2020) Compressive Strength Prediction of High-Performance Concrete Using Gradient Tree Boosting Machine, *Const. and Build. Mat.* 264, 120198
- Kang, Min-Chang, *et al.* (2021) Machine Learning-Based Prediction for Compressive and Flexural Strengths of Steel Fiber-Reinforced Concrete. *Const. and Build. Mat.* 266, 121117
- Nguyen, Hoang, *et al.* (2021) Efficient Machine Learning Models for Prediction of Concrete Strengths, *Const. and Build. Mat.* 266, 120950
- Popovics, Sandor, *et al.* (2008) Contribution to the Concrete Strength versus Water-Cement Ratio Relationship. *J. of Mat. in Civil Eng.* 20 (7), 459–63
- Sevim, Umur Korkut, *et al.* (2021) Compressive Strength Prediction Models for Cementitious Composites with Fly Ash Using Machine Learning Techniques, *Const. and Build. Mat.* 271, 121584
- Silva, R V, *et al.* (2015) Tensile Strength Behaviour of Recycled Aggregate Concrete, *Const. and Build. Mat.* 83, 108–18
- Slater, Emma *et al.* (2012) Predicting the Shear Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams, *Const. and Build. Mat.* 26 (1): 423–36
- Tibshirani, Robert. (1996) Regression Shrinkage and Selection via the Lasso, *Journal of the Royal Statistical Society. Series B (Methodological)* 58 (1), 267–88.
- Vakharia, Vinay *et al.* (2019) Prediction of Compressive Strength and Portland Cement Composition Using Cross-Validation and Feature Ranking Techniques, *Const. and Build. Mat.* 225: 292–301
- Vapnik, Vladimir N. (1995) *The Nature of Statistical Learning Theory*. Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag.
- Yeh, I.-C. (1998) Modeling of Strength of High-Performance Concrete Using Artificial Neural Networks, *Cem. and Conc. Research* 28 (12): 1797–1808

# ANALÝZA ZÓNOVÝCH MODELŮ POŽÁRU A JEJICH APLIKACE PŘI POSUZOVÁNÍ KONSTRUKCÍ

Nicole Svobodová, \*

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

## ABSTRAKT

Článek se zabývá porovnáním vybraných programů využívajících zónové modely požáru a jejich následnou aplikací při posouzení požární odolnosti železobetonových prvků. Je provedena analýza zónových modelů požáru pro pět vybraných programů, tj. Argos, Branzfire, B-RISK, CFAST a OZone. V každém z těchto programů jsou modelovány dvě varianty řešeného prostoru pro dva režimy hoření, tj. pro požár řízený palivem a požár řízený ventilací. Pro stanovené průběhy teplot z jednotlivých zónových programů je provedeno posouzení požární odolnosti deskové konstrukce. Použité zónové programy jsou kvantitativně zhodnoceny ve vazbě na aplikovatelnost programu a na výslednou požární odolnost konstrukce.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Zónové modely požáru • Software na modelování požáru • Požární odolnost

## ABSTRACT

The article deals with the comparison of selected zone fire modelling software tools and their application in fire resistance assessment of reinforced concrete elements. An analysis of zone fire models is performed for five selected programs, i.e. Argos, Branzfire, B-RISK, CFAST and OZone. In each of these programs, two variants of the analysed compartment are created for simulating two types of fire scenario, including the fuel-controlled fire and the ventilation-controlled fire. A fire-resistance assessment of a simply-supported concrete slab panel is performed for the specified temperature profiles based on the individual zone fire modelling software tools. The zone fire modelling software tools used are evaluated quantitatively concerning the applicability of the program and the resulting fire resistance of the structure.

## KEYWORDS

Zone Fire Model • Fire Modelling Software • Fire Resistance

## 1. ÚVOD

Tento článek vychází z diplomové práce (Svobodová 2021), jejíž výsledky byly použity pro účely článku, který byl

prezentován ve sborníku konference 27. Betonářské dny (Svobodová a kol. 2020, Svobodová a kol. 2021).

Posuzování požární odolnosti prvků je v požárně inženýrské praxi většinou založeno na zjednodušených modelech požáru reprezentovaných např. nominálními teplotními křivkami (ČSN EN 1991-1-2). Tyto zjednodušené modely jsou velmi konzervativní. Vyjma zjednodušených modelů požáru existují ještě zpřesněné (zdokonalené) modely. Pro stanovení požární odolnosti konstrukcí je nutné znát rozložení teplot v průřezu. To lze stanovit výpočtem vedení tepla, pro který je nutné určit okrajové podmínky. Jedna z podmínek vychází z teplotní analýzy požárního úseku.

S rozšířením využívání informačních technologií v oblasti požárního inženýrství byla během posledních desetiletí vyvíjena řada výpočetních programů snažících se zpřesněnými přístupy modelovat průběh požáru v objektu. Mezi zpřesněné matematické modely požáru patří především modely dynamického proudění kapalin a plynů, tzv. CFD modely (Computational Fluid Dynamics) a zónové modely. Tento článek se věnuje programům využívajících zónové modely požáru. Matematický základ těchto programů nemusí být však vždy stejný. Pro získání co nejrelevantnějších výstupů je nutné zvolit vhodný program (Kučera 2009, Kučera a kol. 2010, Karlsson et al. 2000, Wald a kol. 2017).

## 2. PRŮBĚH POŽÁRU ZÓNOVÝCH MODELŮ

Zónové modely požáru patří mezi deterministické matematické modely a vyjadřují ideální průběh požáru v uzavřeném prostoru. Jejich princip spočívá v rozdělení výpočetního prostoru do jedné nebo dvou homogenních zón (vrstev), přičemž každá vrstva má stejnou hustotu, teplotu a koncentraci plynů. Zónové modely se dělí na jednozónové a dvouzónové. Dvouzónové modely popisují průběh požáru v počáteční fázi před prostorovým vzplanutím (tzv. flashover efektem). Jednozónové modely popisují požár po fázi celkového prostorového vzplanutí.

Předností zónových modelů je především jednoduchost jejich řešení (např. v porovnání se CFD modely) a rychlost výpočtu (Kučera a kol. 2010, Karlsson et al. 2000).

## 3. ILUSTRATIVNÍ PŘÍKLAD

\* Školitel: Ing. Josef Novák, Ph.D.

Řešeným prostorem je požární úsek kancelářského archivu. Jedná se o jednu místnost o vnitřních půdorysných rozměrech 6000 x 8500 mm a světlou výškou 3000 mm. Místnost je větrána přirozeně okny, dveře jsou trvale uzavřeny.

Jsou uvažovány dvě varianty této místnosti lišící se pouze počtem okenních otvorů – u varianty 1 je uvažováno 6 oken o rozměrech 2000 x 1500 mm, u varianty 2 je pouze jedno okno o stejných rozměrech.

### 3.1. Modelování požáru

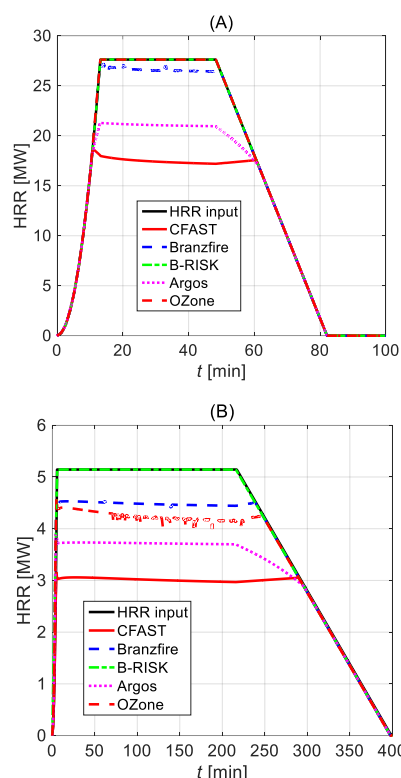
Pro obě varianty řešeného prostoru byly vytvořeny křivky rychlosti uvolňování tepla (Heat Release Rate – HRR) stanovené dle Eurokódu a pomocí výpočetního programu FMC (Benýšek, Štefan 2015). Vstupní hodnoty pro program FMC byly převzaty z Přílohy E (ČSN EN 1991-1-2), parametry křivek HRR se lišily pouze v ploše otvorů umožňující přísun kyslíku (oken). Tyto otvory jsou uvažovány trvale otevřené po celou dobu simulace. V případě varianty č. 1 jde o požár řízený palivem, u varianty č. 2 jde o požár řízený ventilací (ČSN EN 1991-1-2, viz také Benýšek a kol. 2019). Tyto křivky HRR sloužily jako vstupní data pro jednotlivé zónové programy.

Požár byl pro obě varianty místnosti modelován v programech Argos (Deibjerg et al. 2003), Branzfire (Wade at al. 2004), B-RISK (Wade at al. 2016), CFAST (Peacock at al. 2019) a OZone (přel. Lišková a kol. 2018). V každém programu byla definována místnost, její rozměry, okenní otvory, materiály konstrukcí a jejich charakteristiky. Bylo uvažováno s hořením materiálu na bázi dřeva s chemickým vzorcem  $C_{43}H_{37}O_5$  a spalným teplem 18,5 MJ/kg. Model vrstvy plynů při požáru byl uvažován dle McCaffreyho (Karlsson et al. 2000). Přestože všechny programy uvažují zónové modely požáru, vyžadují rozdílné množství vstupních parametrů. Cílem bylo vytvořit ve všech programech stejný model a porovnat výsledky.

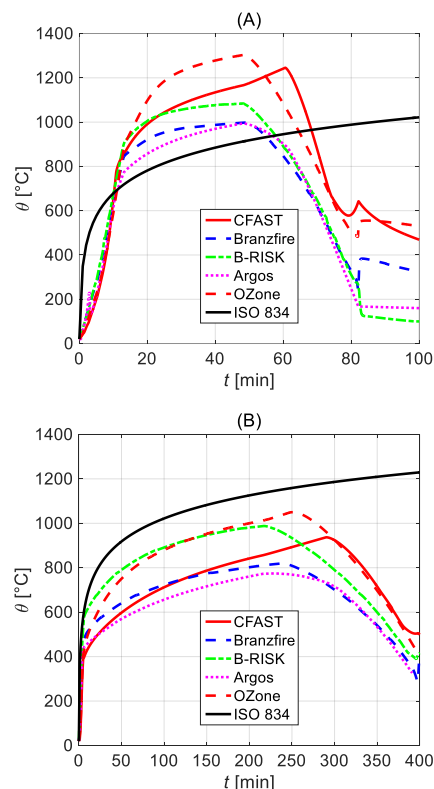
V programu Argos byl požár modelován definováním průběhu křivky HRR formou souřadnic. V programech Branzfire a B-RISK byl požár definován průběhem křivky HRR formou souřadnic, chemickým vzorcem hořícího materiálu a jeho spalným teplem, v programu B-RISK ještě navíc hustotou požárního zatížení. U programu CFAST byl požár modelován t-kvadratickou křivkou HRR, zadána byla maximální hodnota HRR a jednotlivé fáze hoření, chemický vzorec hořícího materiálu a jeho spalného tepla. V programu OZone byl požár simulován definováním průběhu křivky HRR formou souřadnic a plochy požáru. Základní křivka HRR sloužící jako vstup do jednotlivých programů je značena „HRR input“ (Obr. 1).

### 3.2. Výstupní grafy

Výstupy z programů byly následně převedeny do tabulkového procesoru. Níže jsou vyobrazeny výsledné grafy rychlosti uvolňování tepla (Obr. 1) a teploty plynů horní kouřové vrstvy (Obr. 2), které jsou pro názornost doplněny také normovou teplotní křivkou ISO 834 (ČSN EN 1991-1-2).



Obrázek 1: Rychlost uvolňování tepla: (A) varianta č. 1; (B) varianta č. 2.



Obrázek 2: Teplota horní kouřové vrstvy: (A) varianta č. 1; (B) varianta č. 2.

\* Školitel: Ing. Josef Novák, Ph.D.

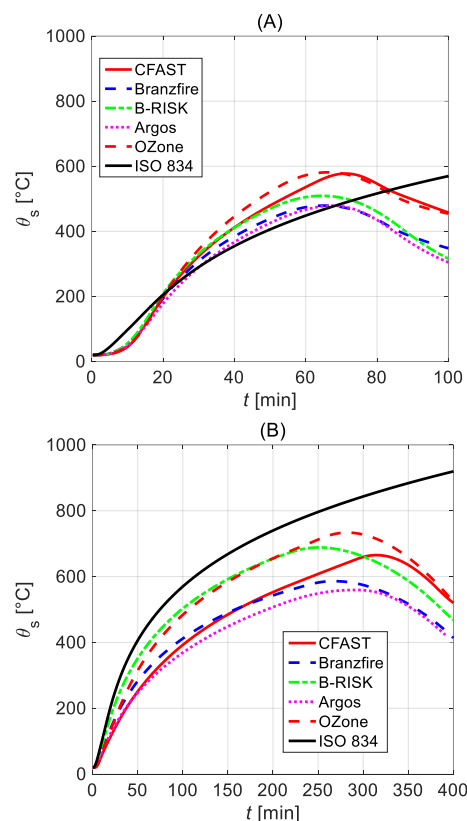
Nejnižší hodnoty výstupní křivky HRR oproti vstupní křivce HRR nastaly u programu CFAST (Obr. 1). Zároveň zde byly zaznamenány druhé nejvyšší hodnoty teplot horní kouřové vrstvy (Obr. 2). Zásadní vliv na průběh těchto grafů má hodnota spalného tepla zadaného paliva. Program CFAST uvažuje při výpočtu případ, kdy shoří jen část paliva. Tehdy nedosahuje křivka HRR svých předepsaných maximálních hodnot dle ČSN EN 1991-1-2. Spalné teplo paliva přímo úměrně ovlivňuje množství spotřebovaného kyslíku při požáru a zároveň koncentraci CO<sub>2</sub> v horní kouřové vrstvě. S nárůstem koncentrace CO<sub>2</sub> v horní kouřové vrstvě se zvyšují hodnoty průběhů uvedených grafů. Platí tedy, že čím vyšší je hodnota spalného tepla, tím vyšších hodnot dosahují průběhy grafů HRR a teplot horní kouřové vrstvy (Peacock et al. 2020).

U programu Branzfire a B-RISK nebyl zaznamenán významný vliv spalného tepla na průběhy uvedených grafů. Největší vliv na pokles hodnot průběhu křivky HRR u programu Argos je pravděpodobně způsoben uvažováním parametrů paliva při výpočtu. Program Argos a OZone neumožňuje v běžném nastavení tyto parametry uživatelsky upravit (Deibjerg et al. 2003, přel. Lišková a kol. 2018).

### 3.3. Posouzení požární odolnosti deskové konstrukce

Pro stropní konstrukci řešeného požárního úseku byly stanoveny průběhy teplot ve výztuži pomocí výpočetního programu TempAnalysis (Štefan a kol. 2009), který funguje na principu řešení rovnice přenosu tepla jedním směrem (viz např. Štefan 2015). Stropní konstrukce je tvořena panely o rozměrech 6900 mm x 1000 mm x 250 mm s účinnou délkou 6700 mm. Deskové panely jsou prostě uloženy a rovnoměrně zatíženy stálým zatížením (včetně vlastní tíhy konstrukce) s charakteristickou hodnotou  $g_k = 7,5 \text{ kN/m}^2$  a proměnlivým zatížením s charakteristickou hodnotou  $q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$ .

Stropní panel byl navržen a posouzen za běžné teploty v souladu s ČSN EN 1992-1-1. Hlavní parametry prvku byly uvažovány následovně: třída betonu C30/37, výztuž B500B, krycí vrstva  $c = 20 \text{ mm}$  a plocha hlavní nosné výztuže  $A_s = 1131 \text{ mm}^2$  (10 Ø 12 mm). Ostatní výztuž je při posouzení požární odolnosti zanedbána. Materiálové vlastnosti betonu v závislosti na teplotě byly převzaty z ČSN EN 1992-1-1. Byla uvažována horní mez tepelné vodivosti, počáteční vlhkost 1,5 % hmotnosti betonu, počáteční objemová hmotnost  $2500 \text{ kg/m}^3$ , součinitel přestupu tepla  $35 \text{ W}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{K}^{-1}$  a emisivita 0,7. Počáteční teplota byla nastavena na hodnotu  $20 \text{ }^\circ\text{C}$ . Vliv výztuže na distribuci teplot prvkem byl zanedbán. Na odvrácené straně průřezu je předepsán nulový tepelný tok. Jako okrajová podmínka je použit průběh teplot horní kouřové vrstvy ze zónových programů a navíc i normová teplotní křivka ISO 834 (Štefan a kol. 2009, Štefan 2015). Výsledný průběh teplot ve výztuži pro jednotlivé grafy teplot horní kouřové vrstvy je znázorněn na Obr. 3.



Obrázek 3: Průběh teplot ve výztuži ( $x = 26 \text{ mm}$ ): (A) varianta č. 1; (B) varianta č. 2.

Pro posouzení únosnosti stropní desky při požáru je zvolena zjednodušená výpočetní metoda pro nosníky a desky dle přílohy E v ČSN EN 1992-1-2. Návrhová hodnota ohybového momentu za požární situace je stanovena ze vztahu (1). Návrhová hodnota momentu únosnosti při požární situaci je stanovena dle vztahu (2), kde  $k_{s,\theta}$  je součinitel redukce pevnosti oceli pro danou teplotu pro požadovanou požární odolnost. Ověření únosnosti stropního panelu při požární situaci je posouzeno dle vztahu (3).

Pro jednotlivé programy jsou v Tab. 1 stanoveny maximální dosažené teploty ve výztuži a zároveň je zjištěna maximální doba únosnosti konstrukce pro obě varianty řešeného prostoru, tj. pro požár řízený palivem (varianta č. 1), resp. ventilací (varianta č. 2).

$$M_{Ed,fi} = \frac{1}{8} w_{Ed,fi} l_{eff}^2 = \frac{1}{8} \eta_{fi} (g_d + q_d) b_{eff} l_{eff}^2 \quad (1)$$

$$M_{Ed,fi} = \frac{1}{8} 0,7 (7,5 \cdot 1,35 + 2,5 \cdot 1,5) \cdot 1 \cdot 6,7^2 = 54,5 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,fi} = \frac{Y_s}{\gamma_{s,fi}} k_{s,\theta}(\theta) \cdot M_{Ed} \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} \quad (2)$$

$$M_{Rd,fi} = \frac{1,15}{1,0} k_{s,\theta}(\theta) \cdot 77,9 \frac{1131}{888}$$

$$M_{Ed,fi} \leq M_{Rd,fi} ; \text{ zároveň platí } \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} \leq 1,3 \quad (3)$$

\* Školitel: Ing. Josef Novák, Ph.D.



Tabulka 1: Únosnost stropního panelu při požáru.

Program		Maximální dosažená teplota [°C]	Čas dosažení maximální teploty [min]	Součinitel $k_{s,\theta}$ [-] pro max. teplotu	Moment únosnosti $M_{Ra,fi}$ [kNm] při max. teplotě	Posouzení pro max. teplotu	Maximální požární odolnost [min]
Argos	Var. 1	478,89	67,33	0,60	68,14	Vyhovuje	Nestanovena
	Var. 2	559,39	290,33	0,43	49,10	Nevyhovuje	234
Branzfire	Var. 1	479,09	65,00	0,60	68,11	Vyhovuje	Nestanovena
	Var. 2	586,10	266,67	0,37	41,94	Nevyhovuje	196
B-RISK	Var. 1	509,17	64,67	0,55	62,56	Vyhovuje	Nestanovena
	Var. 2	688,57	251,00	0,13	14,47	Nevyhovuje	117
CFAST	Var. 1	577,50	71,33	0,39	44,24	Nevyhovuje	60
	Var. 2	665,22	314,33	0,18	20,73	Nevyhovuje	188
OZone	Var. 1	581,33	66,33	0,38	43,22	Nevyhovuje	52
	Var. 2	733,64	282,00	0,09	10,64	Nevyhovuje	125
ISO 834	Var. 1	569,75	100,00	0,41	46,32	Nevyhovuje	87
	Var. 2	919,59	400,00	0,06	6,40	Nevyhovuje	88

Tabulka 2: Porovnání možností jednotlivých zónových programů.

Možnosti programu	Argos	Branzfire	B-RISK	CFAST	OZone
Dvouzónové modely	✓	✓	✓	✓	✓
Modelování pouze jednozónovými modely	X	✓	✓	✓	✓
Modelování více místností	✓	✓	✓	✓	X
Požár v šachtách a chodbách	X	✓	✓	✓	X
Nastavení otevření otvorů při požáru	✓	✓	✓	✓	✓
Aktivní požární ochrana (hasící systémy apod.)	✓	✓	✓	✓	✓
Databáze definovaných požárů	✓	✓	✓	✓	✓
Více požárů v jedné simulaci	X	✓	✓	✓	X
Posouzení požární odolnosti ocelových prvků	X	X	X	X	✓
Pravděpodobnostní modul Monte Carlo	X	X	✓	X	X
Výstupy v grafech	✓	✓	✓	X	✓
Výstupní soubor v tabulkovém procesoru	X	✓	✓	✓	X
Vizualizace požáru	X	X	✓	✓	X
Dostupnost zdarma	X	✓	✓	✓	✓

V případě varianty č. 1 u programu Argos, Branzfire a B-RISK byla únosnost konstrukce při požáru vyhovující po celý průběh požáru. V případě varianty č. 2 únosnost konstrukce pro maximální dosažené teploty nevyhověla u žádného programu, což je způsobeno především délkou trvání tohoto požáru.

Program CFAST umožňuje zadání nejvíce vstupních parametrů a dala by se proto očekávat nejvyšší přesnost výsledné teplotní analýzy řešeného prostoru. Přesto zde byly zaznamenány vyšší teploty než u některých programů a tyto vyšší teploty jsou důvodem kratší doby výsledné požární odolnosti konstrukce. Oproti tomu většina ostatních programů neumožňuje definovat tolik vstupních parametrů jako program CFAST a dalo by se tedy předpokládat, že výsledky z těchto programů budou konzervativnější vůči skutečnému průběhu požáru v prostoru. Přesto bylo u těchto programů (zejména u programu Argos, Branzfire a v případě varianty č. 1 u programu B-RISK) dosaženo nižších teplot, a tím i vyšší

výsledné požární odolnosti posuzované konstrukce než u programu CFAST.

Z analýzy vyplývá, že výsledná požární odolnost stropní konstrukce může být velmi ovlivněna zvoleným programem použitým k modelování požáru a zjištění průběhů teplot v prostoru.

### 3.4. Zhodnocení

Všechny analyzované programy nevyžadují stejné množství a formu vstupních údajů, proto jsou zřejmé odchylky mezi jednotlivými výstupy. Bylo zjištěno, že zásadní vliv na výstupy může mít způsob, jakým zvolený program uvažuje při výpočtu s parametry zadaného paliva, zejména se spalným teplem. Další výzkum by bylo vhodné zaměřit na rozdíly v matematickém základu jednotlivých programů, případně provést porovnání s CFD modely (viz např. Floyd 2002). Možnosti jednotlivých programů jsou uvedeny v Tab. 2.

#### 4. ZÁVĚR

Tento článek byl zaměřen na porovnání vybraných zónových programů na modelování požáru pro různé režimy hoření a zhodnocení jejich výsledků ve vazbě na posouzení požární odolnosti železobetonového prvku. Byl vytvořen požární úsek prostoru kancelářského archivu. V jednotlivých zónových programech byly modelovány dvě varianty řešeného prostoru pro dva režimy hoření, tj. pro požár řízený palivem, resp. ventilací. Výstupy z jednotlivých programů byly porovnány a zhodnoceny. Pro zjištění průběhy teplot bylo provedeno posouzení požární odolnosti stropní deskové konstrukce. Jednotlivé zónové programy byly kvantitativně zhodnoceny ve vazbě na aplikovatelnost programu a na výslednou požární odolnost konstrukce.

Z dosavadních výsledků uvedených v tomto článku je patrné, jak se jednotlivé výstupy mohou lišit v závislosti na použitém programu. Nároky jednotlivých programů na množství vstupních informací jsou odlišné. Volba vhodného programu a způsobu modelování požáru je proto stěžejní pro získání co nejužitečnějších výsledků. Je tedy nutné znát možnosti a nevýhody daného programu a jeho volbu provést s ohledem na charakter vstupních informací.

#### PODĚKOVÁNÍ

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

#### Reference

- Svobodová, N.; Benýšek, M.; Štefan, R. *Analýza zónových modelů požáru a jejich aplikace při návrhu konstrukcí*. In: Sborník ke konferenci 27. BETONÁŘSKÉ DNY. Praha 1: Česká betonářská společnost ČSSI, 2020. p. 509-516. ISBN 978-80-907611-3-1.
- Svobodová, N.; Benýšek, M.; Štefan, R. *Analysis of zone fire models and their application in structural fire design*. In: 27th Concrete Days. Curich: Trans Tech Publications, 2021. Solid State Phenomena. ISSN 1012-0394. ISBN 978-3-0357-1668-9, after review.
- Svobodová, N. *Analýza zónových modelů požáru a jejich aplikace při posuzování požární odolnosti konstrukcí*. Diplomová práce. Praha: ČVUT v Praze, Fakulta stavební, katedra betonových a zděných konstrukcí, 2021. Vedoucí práce: Ing. Martin Benýšek.
- ČSN EN 1991-1-2. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-2: Obecná zatížení – Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru*. Praha 2013.
- KUČERA, Petr a Zdeňka PEZDOVÁ. *Základy matematického modelování požáru*. V Ostravě: Sdružení požárního a bezpečnostního inženýrství, 2010. ISBN 978-80-7385-095-1.
- KUČERA, Petr. *Požární inženýrství: dynamika požáru*. V Ostravě: Sdružení požárního a bezpečnostního inženýrství, 2009. ISBN 978-80-7385-074-6.
- PEACOCK, R. D., P. A. RENEKE a G. P. FORNEY. *CFAST – Consolidated Model of Fire Growth and Smoke Transport (Version 7) Volume 2: User's Guide*. 2019.
- WADE, Colleen, Greg BAKER, Kevin FRANK, Roger HARRISON a Michael SPEARPOINT. *B-RISK 2016 user guide and technical manual*. 2016, 144.
- PEACOCK, R. D., K. B. MCGRATTAN, G. P. FORNEY a P. A. RENEKE. *CFAST – Consoli-dated Fire and Smoke Transport (Version 7) Volume 1: Technical Reference Guide*. 2020.
- BENÝŠEK, Martin a Radek ŠTEFAN. *FMC - Fire Models Calculator [software online]*. Prague: CTU in Prague, Faculty of Civil Engineering, Dep. of Concrete and Masonry Structures, 2015.
- BENÝŠEK, M., ŠTEFAN, R. a 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. B.m.: Trans Tech Publications, 2019, 2019, s. 173–182. ISBN 978-3-0357-1459-3.
- DEIBJERG, Thomas, Bjarne Paulsen HUSTED, Henrik BYGBJERG a David WESTERMAN. *Argos User's Guide*. 2003, 165.
- WADE, Colleen. *A User's Guide to BRANZFIRE 2004*. B.m.: Building Research Association of New Zealand, Judgeford, 2004.
- N. LIŠKOVÁ, K. CÁBOVÁ a F. WALD (přel.). *OZone V3 Uživatelský manuál*. Praha: Fakulta stavební ČVUT, 2018.
- KARLSSON, Björn a James G. QUINTIERE. *Enclosure fire dynamics*. Boca Raton, FL: CRC Press, 2000. Environmental and energy engineering series. ISBN 978-0-8493-1300-4.
- ŠTEFAN, R., PROCHÁZKA, J. *TempAnalysis - Computer Program for Temperature Analysis of Cross Sections Exposed to Fire [software online]*. Prague: CTU in Prague, Faculty of Civil Engineering, Dep. of Concrete and Masonry Structures, 2009.
- ŠTEFAN, R. *Transport Processes in Concrete at High Temperatures. Mathematical Modelling and Engineering Applications with Focus on Concrete Spalling*. PhD thesis, CTU in Prague, 2015.
- ČSN EN 1992-1-1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. 2019.
- ČSN EN 1992-1-2. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-2: Obecná pravidla - Navrhování konstrukcí na účinky požáru*. 2020.
- WALD, František, Marek POKORNÝ, Kamila HOROVÁ, Petr HEJTMÁNEK, Hana NAJMA-NOVÁ, Martin BENÝŠEK, Marta KUREJKOVÁ, Ivo SCHWARZ, ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE a STAVEBNÍ FAKULTA. *Modelování dynamiky požáru v budovách*. 2017. ISBN 978-80-01-05633-2.
- FLOYD, Jason E. *Comparison of CFAST and FDS for fire simulation with the HDR T51 and T52 tests [online]*. NIST IR 6866. Gaithersburg, MD: National Institute of Standards and Technolo-gy. 2002 [vid. 2020-09-29]. Dostupné z: doi:10.6028/NIST.IR.6866

# TRHLINY V BETONOVÝCH KONSTRUKCÍCH

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 zpracovanou vstupní rešerši pro disertační práci. Jak je patrné z názvu, zabývá se trhlinami v betonových konstrukcích. Cílem rešerše je vytvořit zpracovateli ucelený přehled o stavu věděni v této oblasti a posloužit jako výchozí bod pro zpracování disertační práce a budoucí vědeckou činnost.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Beton • Trhliny • Mezní stav použitelnosti • Stav věděni

## ABSTRACT

The article represents an initial research for the. As can be seen from the title, it deals with cracks in concrete structures. The aim of the research is to create a comprehensive overview of the state of art in this area and serve as starting point for the dissertation and future scientific activity.

## KEYWORDS

Concrete • Cracks • Serviceability limit state • State of the art

## 1. ÚVOD

Tento článek shrnuje výsledky rešerše zaměřené na trhliny v betonových konstrukcích, především mostech. Literatura v této oblasti je velmi rozsáhlá.

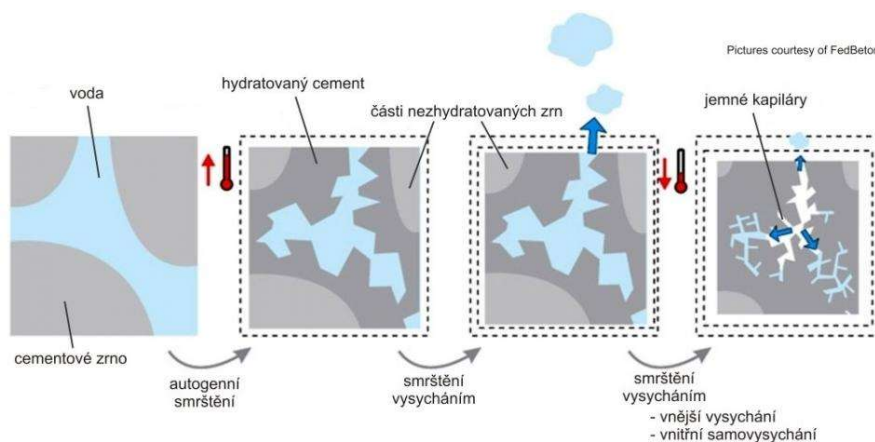
Cílem této rešerše je vytvořit zpracovateli ucelený přehled o stavu věděni v této oblasti a vybrat zaměření disertační práce a budoucího vědeckého působení a bádání. Práce bude zaměřena na podrobnou analýzu chování stávajících konstrukcí a případnou úpravou metodiky jejich měření, s přihlédnutím k jejich funkci bez nutnosti jejich náhrady novou konstrukcí.

## 2. TRHLINY V RANÉ FÁZI

Vznik a rozvoj trhlin v rané fázi v betonových konstrukcích do značné míry ovlivňuje nejen samotnou integritu konstrukce, ale má i významný vliv na trvanlivost a životnost konstrukce. Ke vzniku trhlin v rané fázi dochází v důsledku objemových změn v betonu, které jsou způsobeny smršťováním, jež je ovlivněno především teplotními a vlhkostními faktory okolí.

Vznikající napětí, které vyvolává vznik trhlin v raných stádiích, je zapříčiněno především těmito přetvořeními:

- autogenním smršťováním, které vzniká v důsledku absorpce vody během hydratace cementu
- smršťováním následkem vysychání, které je způsobeno vypařováním vody během zrání betonu,
- pokud k úniku vody dochází před začátkem tuhnutí (období krátce po betonáži), jedná se o plastické smršťování,
- poměrným přetvořením v důsledku teplotních změn.



Obrázek 1: Smršťování betonu (www.eBeton.cz 2021)

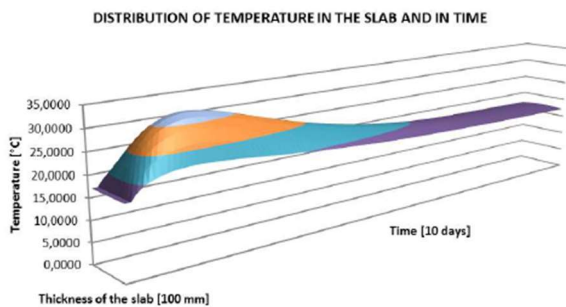
\* Školitel: doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.

Míra výskytu varianty smršťování závisí na typu konstrukce a použitém betonu. U vysokopevnostních betonů s nízkým vodním součinitelem se ve větší míře vyskytuje autogenní smršťování, oproti tomu normální betony s vyšším vodním součinitelem vykazují ve vyšší míře smršťování následkem vysychání.

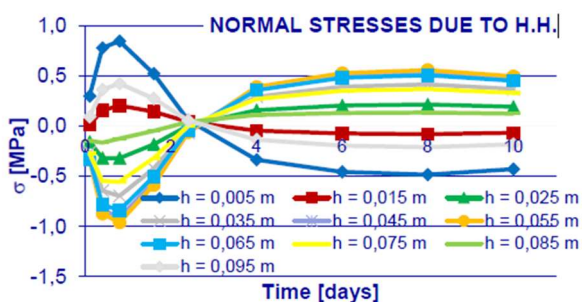
Oba výše uvedené druhy smršťování mají podobné účinky vzhledem k tomu, že oba představují zmenšení objemu po snížení množství vody během tvrdnutí betonu.

Smršťování v důsledku teplotních změn se oproti předešlým dvěma typům liší tím, že není spojené s pohybem vody v betonu, ale s výkyvy vnitřních a vnějších teplot. Toto zahrnuje jak změny teplot v okolí konstrukce, tak teplo vznikající v konstrukci v důsledku hydratace. K rozptýlu tohoto tepla dochází u masivních konstrukcí pomalu. Jádro konstrukce v důsledku vysokého rozvoje hydratačního tepla rychle nabývá na pevnosti. Konstrukce tak v jádru tvrdne v roztaženém stavu. Při následném chladnutí dojde k jejímu smrštění a v důsledku toho často dochází ke vzniku trhlin. (Mihashi, Leite 2005)

Měřením a analýzou rozvoje hydratačního tepla a ději v konstrukci se zabýval experiment provedený na naší fakultě. V důsledku rodilů teplot uvnitř konstrukce a na jejím povrchu, kde je konstrukce ochlazována vlivem kontaktu s okolním prostředím, dochází ke vzniku tahových napětí na povrchu konstrukce a uvnitř betonu vzniká malý tlak. Po dosažení maximální teploty dochází k celkovému ochlazení prvku, přičemž ochlazení probíhá rychleji uvnitř prvku, kde byla doposud vyšší teplota. V důsledku tohoto dochází k „obrácení“ napětí v prvku a na povrchu vzniká malý tlak zatímco uvnitř průřezu dochází k vzniku tahových napětí.



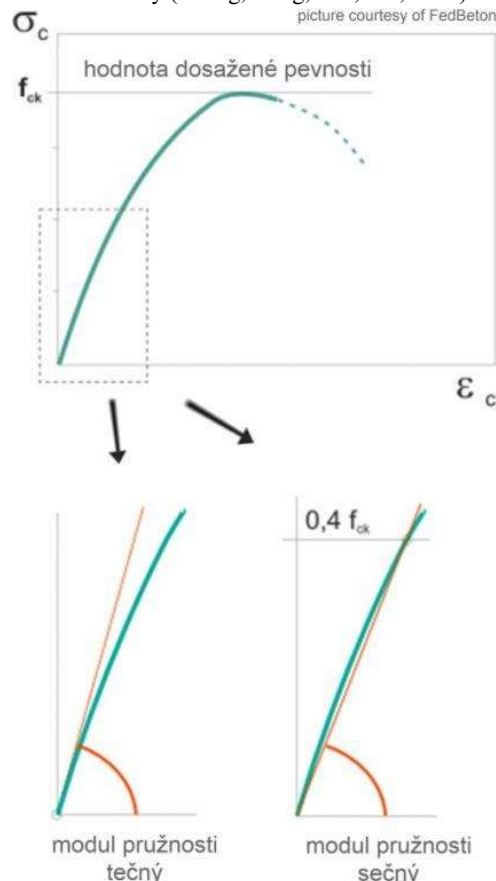
Obrázek 2: Rozdělení teploty v čase (Šafář, Kohoutková, Jursík, Bouška, Vokáč, Litoš 2012)



Obrázek 3: Normálová napětí vlivem hydratačního tepla (Šafář, Kohoutková, Jursík, Bouška, Vokáč, Litoš 2012)

Na vznik trhlin v rané fázi a jejich analýzu mají vliv materiálové vlastnosti, které se v raných stádiích tvrdnutí rychle mění. Mezi klíčové materiálové vlastnosti patří modul pružnosti a pevnost betonu v tahu. Tyto vlastnosti značně závisí na postupu hydratace cementu.

Trhlinami v raném stádiu se zabýval výzkum provedený na Southeast University (Chang, Yang, Sun, Liu, 2019)

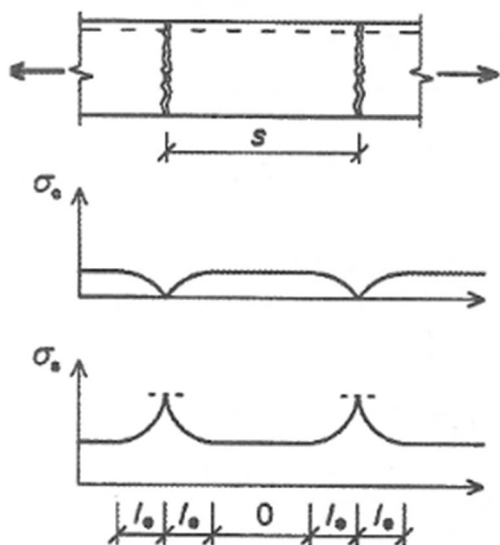


Obrázek 4: Modul pružnosti (eBeton 2021)

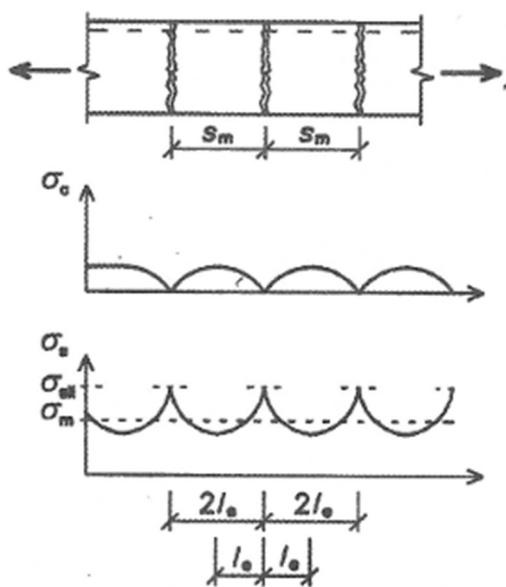
### 3. TRHLINY OD ZATÍŽENÍ

Z hlediska působení průřezu rozeznáváme tři stádia působení průřezu. V prvním stádiu se průřez chová pružně, dosažená napětí a přetvoření v průřezu jsou malá a na přenosu zatížení se podílí celý průřez. Druhé stadium začíná na mezi vzniku trhlin. K němu dochází v momentě, kdy napětí betonu v tahu dosáhne právě pevnosti betonu v tahu. Od tohoto momentu začínají v průřezu vznikat primární trhliny. Postupným dalším zatěžováním dochází k rozvoji sekundárních trhlin mezi primárními trhlinami. V posledním stádiu dochází ke zplastizování tlačeného betonu (při dostatečném vyztužení průřezu).

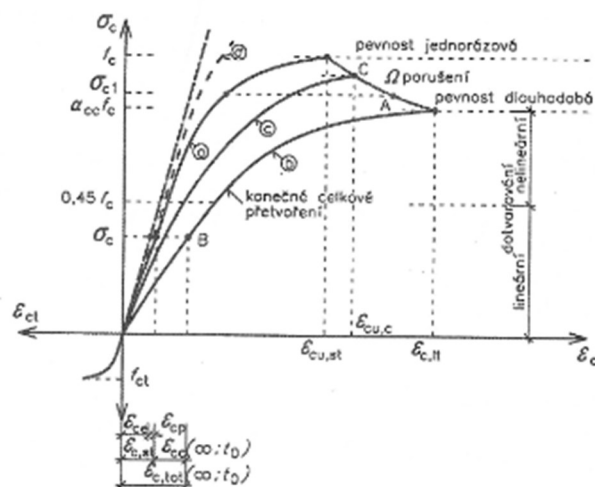
\* Školitel: doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.



Obrázek 5: Stav po vzniku primárních trhlin (Procházka, Štěpánek, Krátký, Kohoutková, Vašková 2006)



Obrázek 6: Stav po vzniku sekundárních trhlin (Procházka, Štěpánek, Krátký, Kohoutková, Vašková 2006)



Obrázek 7: Pracovní diagram betonu (Procházka, Štěpánek, Krátký, Kohoutková, Vašková 2006)

Během vzniku trhlin dochází v konstrukci k jevu zvanému tahové zpevnění, kdy v místech mezi trhlinami, beton a výztuž spolupůsobí. Míru zpevnění vyjadřuje součinitel tahového zpevnění, který se stanoví z následujícího vztahu:

$$\zeta = 1 - \beta * \left( \frac{M_{cr}}{M_{i,k}} \right)^2 \quad (1)$$

kde  $\beta$  je součinitel závislý na typu působení – krátkodobé či dlouhodobé,  $M_{cr}$  je moment na mezi vzniku trhlin,  $M_{i,k}$  je moment od příslušné kombinace zatížení.

Oproti tahovému zpevnění existuje také tahové změkčení, které zohledňuje zmenšení tuhosti prvku v důsledku vzniku trhlin v něm.

Trhliny vzniklé v konstrukci můžeme rozdělit podle toho, od jakého typu zatížení vznikají tedy, zda jsou tahové, ohybové, smykové, jak je patrné z obrázku níže. (Šmejkal, Procházka 2014)

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

Druh trhliny	Schéma	Popis
Povrchové trhliny, trhliny u povrchu	Trhliny podélné s výztuží	Obvykle nad horními výztužnými prvky Sedání betonové směsi, rané smrštění, chybné uložení výztuže
	Trhliny v soudržnosti	Probíhají rovnoběžně s výztuží, dosahují až lince výztuže
	Povrchové trhliny	Na horním lici plošných prvků, kopírují výztuž, případně nezávislý průběh, hloubka trhlín je obvykle malá
Hluboké trhliny	Tahové trhliny	Procházejí celým průřezem, vznikají při dostředném tahu nebo tahovém namáhání s malou excentricitou
	Ohybové trhliny	Procházejí obvykle kolmo k tažené výztuži, začínají na taženém lici a jsou až do oblasti neutrální osy
	Smykové trhliny	Trhliny jsou skloněné vůči ose prvku, vyvíjejí se z ohybových trhlín
	S-primární trhliny Z-sekundární trhliny	Jen některé trhliny dosahují neutrální osy. Jsou časté u silně vyztužených okrajů nebo u velkých průřezů vlivem centrických tahových namáhání Mezi primárními trhlínami vznikají sekundární trhliny, které jsou jen v oblasti výztuže.

Obrázek 8: Nejběžnější trhliny v železobetonových konstrukcích (Šmejkal, Procházka 2014)

Pro stanovení šířky trhliny je popsán postup v ČSN EN 1992-1-1, kde se ve výpočtu zohledňuje maximální vzdálenost trhlín v prvku a rozdíl poměrných přetvoření betonu a výztuže v okolí trhliny, jak uvádí rovnice níže.

$$w_k = s_{r,max} * (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (2)$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t * \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} * (1 + \alpha_e * \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 * \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (3)$$

kde  $\sigma_s$  je tahové napětí ve výztuži v průřezu porušeném trhlínou;  $k_t$  je součinitel závislý na době trvání zatížení;  $f_{ct,eff}$  je pevnost betonu v tahu v okamžiku prvního očekávaného vzniku trhlin;  $\rho_{p,eff}$  je účinný stupeň vyztužení;  $\alpha_e$  je poměr modulů pružnosti výztuže a betonu. (Procházka, 2019)

Výše uvedeným vztahem je tedy možno stanovit předpokládanou šířku trhliny v konstrukci, která je poté porovnána s mezní šířkou trhliny v závislosti na třídě prostředí, ve kterém se ta která konstrukce nachází.

Je tedy patrné, že stanovení šířky trhliny je zaměřeno spíše na celkovou spolehlivost a trvanlivost konstrukce. Výsledek tedy nelze považovat za plně jistý ve smyslu zcela konkrétní šířky trhliny, která byla stanovena pomocí výše uvedeného výpočtu tak, jak uvádí ČSN EN 1992-1-1,

a skutečně dosaženou šířkou trhliny na konstrukci při daném zatížení.

#### 4. SAMOHOJITELNÉ BETONY

V posledních desetiletích se téma samohojitelného betonu stalo vcelku populárním tématem. Na toto téma se dá najít značné množství publikací a výzkumů. Důvodem pro tuto oblast výzkumu je snaha o zvýšení trvanlivosti betonu a tím snížení nákladů na nutné opravy betonových konstrukcí a tím přispět k udržitelnosti. Je nutno zmínit, že jisté „samoutěšňovací schopnosti“ mívá beton i přirozeně. Dle Structural concrete bylo pozorováno samoutěšnění trhlíny do šířky cca 0,3 mm.

V současné době je k dispozici několik metod samohojení betonu, například použití krystalických příměsí, polymerních a bakteriálních, slitiny s tvarovou pamětí, minerální přísady, superabsorbční polymery a materiál na bázi oxidu křemičitého. Mnoho vědců věnovalo své úsilí vývoji samohojitelných technik využívajících různé metabolické bakteriální aktivity, jako jsou bakterie redukující sulfáty, bakterie redukující dusičnany, oxidace organických kyselin a hydrolyza močoviny (Algaifi, 2021).

Využití krystalizačních přísad bylo využito například v roce 2017 v rámci opravy mostu z UHPFRC v Leskovicích (Šafář).

Využití superabsorbčních polymerů (SAP) je založeno na výrazné absorpční kapacitě těchto polymerů. SAP jsou trojrozměrné zesíťované hydrofilní polymery, které mohou zadržet až stonásobky své vlastní hmotnosti. K autonomnímu zacelování trhlín přispívá SAP integrovaný v betonové matici několika mechanismy. Zaprvé, nabobtnalý polymer blokuje přístup agresivních látek z vnějšího prostředí dovnitř materiálu a zároveň napomáhá udržet produkty autogenního hojení uvnitř trhliny. Dále zachycuje vodu, která slouží k vnitřnímu ošetřování betonu, a tím znásobuje efektivitu vlastních autogenních zacelovacích procesů (Schreiberová, Fládr, Trtík, Chylík, Šeps, Kohoutková, 2019).

Další přístup založený na biologické bázi využívá schopnosti určitých mikroorganismů produkovat uhličitán vápenatý (CaCO<sub>3</sub>), pokud mají k dispozici dostatek živin a vlhkosti. Mikroorganismy (nejčastěji bakterie ve své neaktivní formě spor) jsou přidány do betonu již v procesu míchání. Bakterie přejdou do své aktivní fáze až při vzniku trhliny v zatvrdlém betonu, která umožní přístup vodě. Přítomností vody v trhlíně a živin, které musí být do betonu uloženy a rovnoměrně rozmíšeny již během míchání, jsou splněny podmínky pro metabolizaci bakterií. Během metabolizace bakterie produkují uhličitán vápenatý, který trhlínu postupně zaceluje (Schreiberová, Fládr, Trtík, Chylík, Šeps, Kohoutková, 2019).

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

## 5. DETEKCE TRHLIN V BETONU

V posledních letech se objevují výzkumy či studie, které se zabývají možností automatické detekce trhlin v betonových konstrukcích. Vzhledem k tomu, že vyhodnocení pomocí prohlídek nemusí být vždy zcela stejně interpretováno různými technikami, kteří prohlídku provádějí. To ostatně dokazují i případy, kdy jsou v systému hospodaření s mosty (BMS) mosty uváděny v různých stupních v závislosti na tom, který technik prohlídku provedl, bez zásahů do konstrukce. Automatizované systémy detekce trhlin by tak mohly přispět ke konzistentnímu vyhodnocování trhlin a tím i přesnějšímu stanovení trvanlivosti konstrukce.

Je ovšem potřeba zmínit, že nejen trhliny a jejich šířka mají vliv na životnost konstrukce. Srovnatelný vliv na životnost má i kvalita betonu krycí vrstvy.

Na universitě v Lisabonu se objevuje výzkum zabývající se detekcí trhlin na betonových površích. V této metodě je využito hyperspektrálních obrazů, k jejichž analýze je využito shlukových algoritmů a vyhodnocení je provedeno na základě binárního klasifikačního modelu. Výsledky jsou vždy porovnány s realitou. Metoda byla kalibrována a validována v rozsahu vlnových délek 425 až 950 nm. Tyto postupy vykazují dobré výsledky, jak na čistých betonových površích, tak na površích s biologickými skvrnami (Santos, Valenca, Júlio 2019).

V roce 2020 se objevuje studie provedená na Chang'an University v Číně, která se zabývá hodnocením trhlin pomocí umělé inteligence. Konstrukce je nafocena a obraz je následně zpracován pomocí algoritmů zpracování obrazu. Mezi ně patří například binarizace obrazu, detekce hran a matematická morfologie. Pomocí binarizace obrazu jsou pixely převedeny ze stupňů šedi na černé či bílé, které lze použít pro detekci trhlin. K učení se využívá neurální síť, kdy jsou trhliny označeny a umělá inteligence se tak učí trhliny v konstrukci rozpoznávat (Li, Ren, Qiao, Li 2020).

## 6. ZÁVĚR

Zpracovaná rešerše měla vytvořit ucelený přehled o aktuálních výzkumech prováděných v oblastech trhlin. Lze konstatovat, že problematika trhlin v betonových konstrukcích je stále oblastí, ve které se dá dosáhnout nových poznatků a postupů pro hodnocení. Jsou vyvíjeny samohojitelné betony, které mají zacelit trhliny vznikající v betonu a tím přispět k jejich delší životnosti a minimalizovat možnost vstupu vlhkosti k výztuži a tím snížit riziko koroze výztuže.

Aktuálně je snaha o využití umělé inteligence a automatizovaných mechanismů pro detekci trhlin v konstrukcích, které vycházejí z nasnímaní konstrukce a následného zpracování obrazu pomocí algoritmů. Tyto metody vykazují dobré výsledky.

Jak již bylo řečeno, oblast trhlin v betonových konstrukcích je stále zájmem mnoha výzkumů a stále se dají najít možnosti k dalšímu bádání a lepšímu porozumění konstrukcím a dějům v nich. Hodnotím tedy tuto oblast jako

vhodnou pro budoucí výzkum, který by měl být zaměřen na přesnější výpočetní metody ve smyslu konkrétní vypočtené šířky trhliny a do jisté míry stejné šířky změřené na konstrukci od daného zatížení. Ve výzkumu by měl být dále zahrnut vztah mezi trhlinami – jejich šířkou, rozložením v konstrukci a tím, jaké vzniká ohrožení konstrukce degradací v důsledku těchto trhlin.

## Literatura

- MIHASHI, Hirozo, LEITE, Joao, Paulo, De B., 2005. Přehled stavu poznání o tvorbě trhlin v betonu v raných stádiích a možnostech jejího ovlivnění. *Beton TKS*. Praha: Beton TKS, s.r.o., 64, 34-38. ISSN 1213-3116
- ŠAFÁŘ, Roman, KOHOUTKOVÁ, Alena, JURŠÍK, Pavel, BOUŠKA, Petr, VOKÁČ, Miroslav, LITOŠ, Jiří, 2012. Non-linear Behaviour of Composite Structures. In: *IABSE Cairo Spring Conference 2012 Global Thinking in Structural Engineering: Recent Achievements*. Cairo, Egypt.
- CHANG, Shan, YANG, Ming, SUN, Yun, LIU, Kui, 2019. Calculation method of early-age crack width in reinforced concrete bridge through a nonlinear FEA model. *KSCE Journal of Civil Engineering* [online]. 3088-3096. Dostupné pomocí Springer Link. DOI 10.1007/s12205-019-2129-0
- Svaz výrobců betonu ČR, 2020. *eBeton* [online]. [Cit. 30.3.2021]. Dostupné z: <https://www.ebeton.cz>
- PROCHÁZKA, Jaroslav, ŠTĚPÁNEK, Petr, KRÁTKÝ, Jiří, KOHOUTKOVÁ Alena, VAŠKOVÁ, Jitka, 2006. *Navrhování betonových konstrukcí 1 Prvky z prostého a železového betonu*. Druhé, upravené vydání. Praha: ČBS Servis, s. r. o.. 315 s. ISBN 80-903807-1-9.
- ŠMEJKAL, Jiří, PROCHÁZKA, Jaroslav, 2014. Výpočet šířky trhlin. *Beton TKS*. Praha: Beton TKS, s.r.o., 80, 68-76. ISSN 1213-3116
- 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.
- ALGAIFI, Hassan, Amer, BAKAR, Suhaimi, Abu, ALYOUSEF, Rayed, SAM, Abdul, Rahman, Mohd, IBRAHIM, M. H. Wan, SHAHIDAN, Shahiron, IBRAHIM, Mohammed, SALAMI, Babatunde, Abiodun, 2021. Bio-inspired self-healing of concrete cracks using new *B. pseudomyces* species. *Journal of materials research and technology 2021* [online]. 967-981. Dostupné pomocí ScienceDirect. DOI: 10.1016/j.jmrt.2021.03.037
- ŠAFÁŘ, Roman, 2017. *Oprava železničního mostu v Leskovicích*. Praha: projektová dokumentace.
- SCHREIBEROVÁ, Hana, FLÁDR, Josef, TRTÍK, Tomáš, CHYLÍK, Roman, ŠEPS, Karel, KOHOUTKOVÁ, Alena, 2019. Vývoj složení cementové pasty s nutričními přísadami a superabsorpčním polymerem pro

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

samohojitelný beton na biologické bázi. *Beton TKS*. Praha: Beton TKS, s.r.o., 64, 46-. ISSN 1213-3116

SANTOS, Bruno, Oliveira, VALENCA, Jonatas, JÚLIO Eduardo, 2019. Automatic mapping of cracking patterns on concrete surfaces with biological stains using hyperspectral images processing.. *Structural control health monitoring 2019* [online]. 1-15. Dostupné pomocí Wiley online library. DOI: 10.1002/stc.2320

LI, Gang, REN, Xueli, QIAO, Wenting, MA, Biao, LI, Ying, 2020. Automatic bridge crack identification from concrete surface using ResNeXt with postprocessing. *Structural control health monitoring 2020* [online]. 1-20. Dostupné pomocí Wiley online library. DOI: 10.1002/stc.2620

---

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



# ALIGNMENT OF STEEL FIBRES USING HELMHOLTZ COIL

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 návrh a výrobu dvou Helmholtzových cívek, které byly použity pro orientaci drátků v čerstvé betonové směsi. V článku jsou popsány dlouhodobé cíle výzkumu spojeného s orientací drátků pomocí generovaného magnetického pole. Je zde uvedena směs použitá při zarovnání drátků pomocí magnetické pole cívky. Magnetické pole cívky je podrobně popsáno pomocí modelu vytvořeného v softwaru FEMM 4.1 a jsou zde uvedeny jeho klíčové parametry. Je zde popsána metodologie pro zkoumání pohybu jednoho osamělého drátku během procesu orientace a jsou zde uvedeny výsledky experimentu vykonaného na základě uvedené metodologie. Z dosavadních výsledků je zřejmé, že navržená a sestavená Helmholtzova cívka je schopna zarovnávat drátky v čerstvé betonové směsi a orientovat je s isoliniemi magnetického pole cívky. Všechny návrhové parametry cívky jsou uvedeny. Pohyby drátků během zarovnání byly měřeny a vyhodnoceny. Svislý pokles drátků si nelze jednoznačně spojit s jejich vystavením magnetickému poli vzhledem k charakteru dosavadních experimentů.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Orientace drátků • Cementový komposit • Magnetické pole • Automatizace

## ABSTRACT

This article focuses on design and manufacturing of Helmholtz coils used for aligning the steel fibres in fresh concrete mixture for creating the Aligned Steel Fibre Reinforced Concrete (ASFRC). Long term goals of research and also the SCC mixture used for aligning the fibres in magnetic field generated by Helmholtz coil are described. Methodology of first experiments is presented. Early experiments were focused on examination of behaviour of single steel fibre in fresh concrete mixture exposed to magnetic field. Parameters of used coil and generated magnetic field are described with finite element model of Helmholtz coil. Movement of fibres during the alignment process is described and based on measured data. Manufactured Helmholtz coil is suitable for alignment of MasterFibre 482 fibres (steel fibres) in fresh concrete. The vertical movement is also measured and data are presented. The connection of vertical movement and alignment was not directly clarified with current experiment setup.

## KEYWORDS

Fibre Orientation • Cementitious Composite • Magnetic Field • Automation

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

## 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 pre-stressed and the tensile stresses are reduced in general. These methods are well handled nowadays, 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 their 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 (Abrishambaf et al. 2017), (Mudabu et al. 2018). FRC also is giving the ability to overcome limitations of common steel reinforcement and allows to use full the potential of concrete to be casted in various shapes of formworks. This potential could be used firstly for precasted concrete members where shape now can be optimized for loads which is members exposed during his life cycle.

## 2. MANUFACTURING AND RESEARCH

Long term goals of research alignment of steel fibres with magnetic field are following:

- 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?

### 2.1. 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 (Villar et al. 2019). The goal was to design the sufficient SCC mixture (Table 1, Figure 1 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.

Table 1: SCC mixture design

Materials	Composition [kg m <sup>-3</sup> ]
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	134.8

For the fast testing of fresh mixture of SFRC was a small scale slump test design. (Figure 1 a)

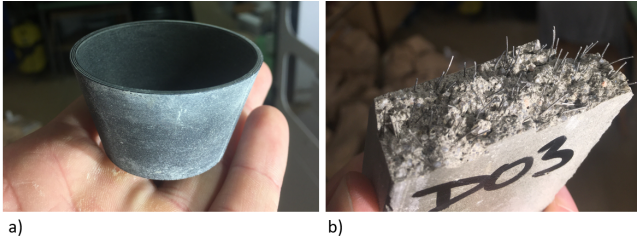


Figure 1: a) 3D printed slump test cone b) SFRC sample .

## 2.2. Design of 1<sup>st</sup> Helmholtz Coil

As proof of concept, there was designed small Helmholtz coil where the single fibre (MasterFibre 482) in silica oil was successfully oriented according to magnetic field isolines. The Helmholtz coil prototype is composed of 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 1) This approach was successfully applied by Mu (Mu & et al. 2019), Wijffels (Wijffels & et al. 2017) and Takáčová (Takáčová 2020).

$$B = \mu_0 \times I \times \left(\frac{4}{5}\right)^{0.73} \times \frac{z}{r} \quad (1)$$

Where  $B$  is magnetic induction of coil and for the testing setting was  $B = 20$  mT in the homogeneous part of magnetic field.  $\mu_0$  is permeability of vacuum.  $I$  is electric current going through the coils which was for the designed geometry, used wire and power supply set  $I = 2.4$  A. Power supply maximum voltage was 48.0 V. The coated copper wire used has diameter  $d_{wire} = 0.5$  mm and number of wounds was  $z = 570$  times on each of coils. Inner diameter of coil was set to  $d_{coil} = 120$  mm. Distance between coils should be equal to the inner radius of coil and was set to  $z = 60.0$  mm.

## 2.3. Design of 2<sup>nd</sup> Helmholtz Coil

First coil with magnetic induction of  $B = 20$  mT was not sufficient for aligning steel fibres in fresh concrete mixture such as is the one presented in (Table 1). It was necessary to design coil with stronger magnetic field. Wijffels et al. (Wijffels & et al. 2017) used coil generating magnetic induction of  $B = 60$  mT and were successful with aligning the steel fibres Dramix 3D, 4D and 5D in SCC mixtures. Hajforoush (Hajforoush et al. 2020) used in his research coil with  $B = 50$  mT for successful alignment.

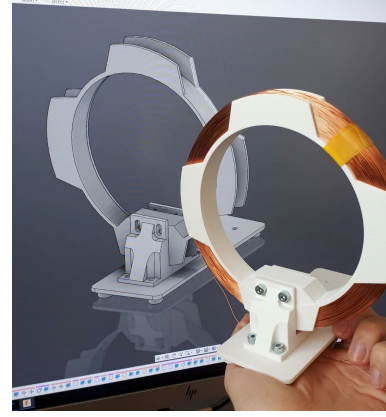


Figure 2: The first designed and produced Helmholtz coil.

For dimensions and properties of more robust Helmholtz coil was used (Equation 1) with expected  $B = 56$  mT in between the coils in homogeneous part of magnetic field. Parameters were following. The coated copper wire used has diameter  $d_{wire} = 1.4$  mm and number of wounds was  $z = 490$  rounds on each of coils. Inner diameter of coil was set to  $d_{coil} = 120$  mm. Distance between coils was set to  $z = 60.0$  mm. Power source was used same as for designed coil with maximum voltage was 48.0 V and direct current provided  $I = 9.55$  A. The validity of calculated magnetic induction was clarified with modeling the coil in FEM software for design of electromagnetic devices FEMM 4.2 (Figure 3) and also with in-situ measurements after manufacturing.

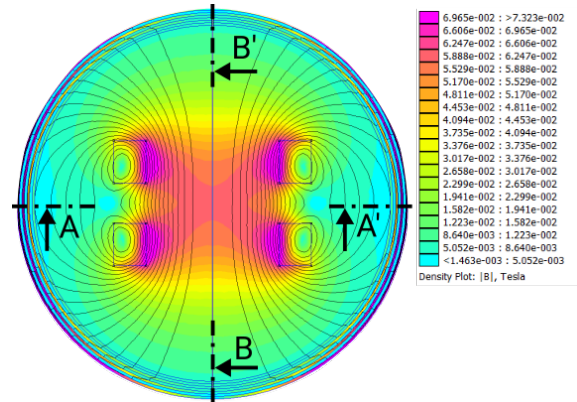


Figure 3: Magnetic induction  $B$  modeled in FEMM 4.2.

Magnetic field is considered as homogeneous in inner part of coil which is presented in the section A-A' (Figure 4). As can be seen, the homogeneous magnetic field is consistent in inner space of designed coil and maximal magnetic induction  $B = 59$  mT which corresponds with calculated value in early design stage of project. Magnetic induction goes down rapidly after exceeding the position of coils. From longitudinal section B-B' (Figure 5) is obvious that homogeneous magnetic field could be considered in 2/3 of future specimens. Length of proposed specimens is  $l = 160$  mm. Maximal magnetic induction  $B = 59$  mT. It is obvious from the graph that magnetic induction goes down rapidly after exceeding the position of coils (distance -50mm and +50mm). Position "0" on horizontal axes is defined by centre of gravity of both sections thought designed Helmholtz coil.

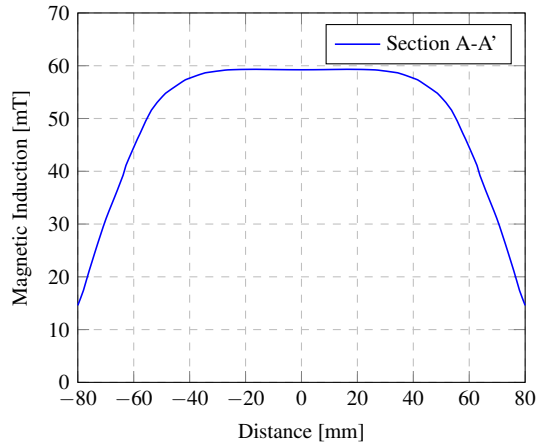


Figure 4: Cross-section of magnetic field A-A'

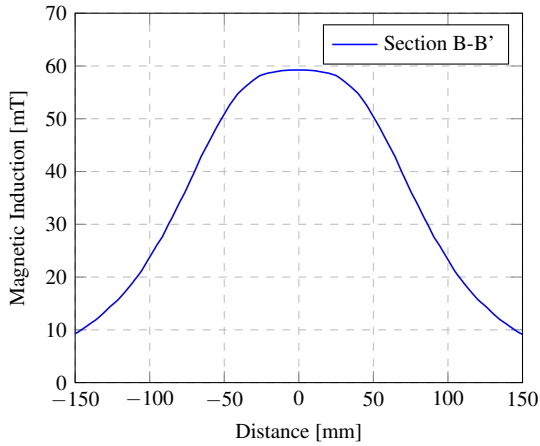


Figure 5: Longitudinal section of magnetic field B-B'

Coil was manufactured after evaluation of properties with usage of CNC milling of plastic plates used for construction of coil sites and also of MDF plate used for base holder of both coils securing the stability of the device. Additive manufacturing technology of 3D PLA plastic printing was used for centre cylinders of both sub-coils and also for spacer securing the correct position after assembly of device. After that coils were connected to power source in parallel order and were equipped with switch button. Cables are driven through the base of the Helmholtz coil for better manipulation and also for safety of device operator. Device is described on Figure 6.

### 3. METHODS

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 ASFRC is going to be evaluated with image processing. Collected data are going to be used for design of soft-computing methods. Methods of

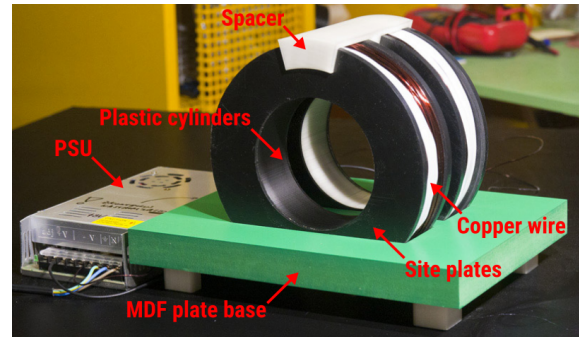


Figure 6: Assembled coil after manufacturing with description.

Table 2: MasterFibre 482 properties

Material	Brass Coated Steel
Manufacturing	Monofil
Diameter	0.20 mm
Length	13 mm
Length / Diameter	65
Ultimate tensile strength	2200 MPa
Water Absorption	Low
Alkali Resistance	High

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 fibres orientation and the strength properties of designed ASFRC samples which is crucial for design process.

#### 3.1. Single fibre behavior in magnetic field

First we focused on single fibre behaviour in fresh concrete exposed to magnetic field with maximum magnetic induction  $B = 59$  mT. Steel fibre "BASF MasterFibre 482" with the following properties was chosen for single-fibre experiment Table 2.

Setting for experiment was following. Concrete mixture with single fibre was poured into the mould, position of fibre in concrete was recorded. Then specimen was placed into the inner space of coil and exposed to magnetic field generated by current circulating in coil for defined amount of time. After that were position of fibre measured once again and these results compared.

Designed formworks are cuboid shape and consists of two separate peaces for easier demoulding after measurements are done. Formworks were 3D printed with inner dimensions of 84mm x 54 mm x 32 mm. Outer dimension was limited with diameter of Helmholtz coil where these formworks were put in for alignment of steel fibres.

Concrete mixture (Table 1) was filled approximately into the half of full height of the formwork, then single fibre was placed on the surface of fresh concrete in the centre of formwork, perpendicular to isolines of magnetic field. That means that successful alignment of the fibre would be occurred in case of  $90^\circ$  rotation. When the fibre change orientation to parallel with isolines of magnetic field. Specimen with fibre was photographed perpendicularly to the plane of concrete surface and depth of fibre was

measured (z coordinate) on both ends of steel fibre. After that, second layer of concrete was poured and fibre was fully covered in fresh concrete. When second layer of concrete was placed, there was expected small movement even without the alignment as described by (Mudabu et al. 2018), (Huang et al. 2018) and (Švec et al. 2014). Formwork was placed inside the coil (Picture 7.). When specimen was placed inside, coil was turned on and fibre was exposed to magnetic field in 3 time sections, duration of each was 10 s. Formwork and the setting up phase of experiment before pouring second layer of concrete also with relation to isolines of exposed magnetic field can be seen on picture 8.

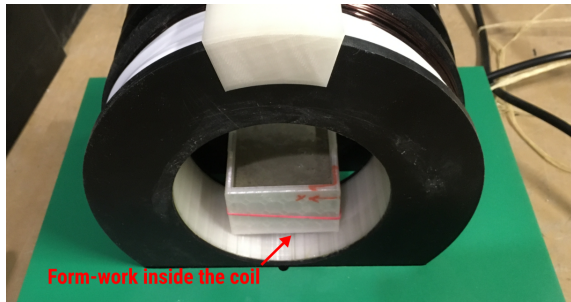


Figure 7: Formwork with fibre fully covered in concrete in the coil during alignment.

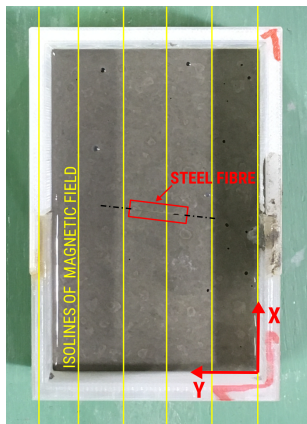


Figure 8: Steel fibre placed on the layer of fresh concrete.

When the alignment process was completed, the samples were laid to rest approximately for 4-6 hours. The concrete matrix was still weak, then revealing the fibre take place. The upper layers of concrete were gently removed until the fibre was fully revealed. Than pictures was taken and depth measured for future data assessments. After revealing each fibre, it was clear that fibre alignment was successful as presented on picture 9. Then picture of revealed fibre was taken again and also depth was measured on both ends of steel fibre. samples were tested with single fibre and also sample with two fibres with distance of 2 cm. Fibres did not affected each other for this distance. So they were considered as two separate samples.



Figure 9: Steel fibre after alignment, revealed.

#### 4. EVALUATION

As mentioned above each fibre position was measured before and after alignment process. The z coordinate (depth) was measured manually. For coordinates x and y in plane of surface of first layer of fresh concrete was used image analysis. All samples were exposed to homogeneous magnetic field for 3x10s with 10s pause between turning the coil on again. Similar approach was used by Villar (Villar et al. 2019). Samples without the exposure to the magnetic field were also tested for validating mainly the change of vertical coordinates. Collected data was turn into 3D models (Picture 10) with visualization of movement vectors (yellow) and comparing the beginning (red) and end position (blue) of steel fibre. There was done in total 13 experiments so far and exposed to magnetic field was 11 samples in total.

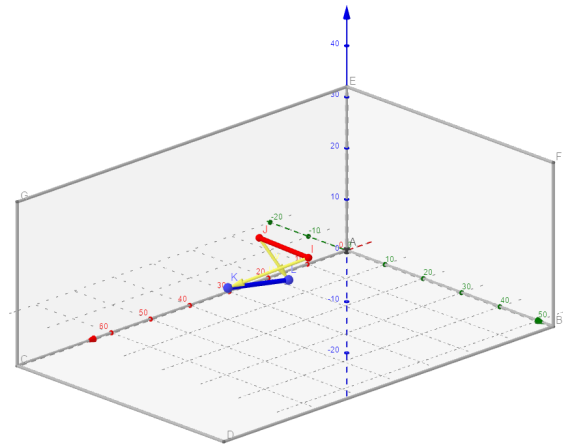


Figure 10: 3D representation of experiment .

Fibres alignment and their movement in plane is presented in picture (11). The original position is presented with red and the

position measured after alignment is blue. Samples 2 and 3 was not exposed to magnetic field. Movement for samples 2 and 3 is caused by pouring the second layer of fresh mixture, pushing the fibre in direction of mixture flow described by (Švec et al. 2014). For sample 4 there was an error during revelation of fibre which caused incorrect fibre positioning after alignment process. Samples 1, 9 and 10 show higher in plane movements than the other samples. Samples 5, 6, 7, 8, 11, 12 and 13 show the successful alignment.

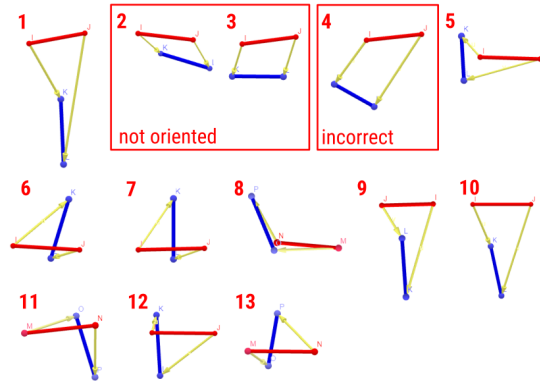


Figure 11: 2D representation of experiment.

Total movement of beginning and end node of steel fibre is described in Table 3 including the z movement which is important attribute. Z movement is presented for exposed and also for not exposed samples. Z movement is presented mainly because of setting of experiment. Second layer of concrete press the fibres down into the first layer and this phenomenon is associated with drowning. Drowning itself needs to be tested separately, without layering of concrete. Maximal movement of fibres ends is between 5.06 mm and 27.53 mm. Maximum movement was measured for sample 1 and in comparison with movement of non-exposed samples 2 and 3 it is clear, that movement is affected by magnetic field.

## 5. DISCUSSION

Based on data published above it is clear that coil is suitable for casting ASFRC samples. Fibres during experiments were successfully aligned with magnetic field isolines and fibres movement was measured.

The future work is going to be focused on exploration of behaviour of multiple fibres presented in samples and on evaluation of load bearing capacity of the aligned and non aligned samples. Experiments are going to include the hybrid fibre reinforcement where are used magnetic and non magnetic responding fibres. This combination of MasterFibre 401 and MasterFibre 482 should increase the load bearing capacity of specimens and also did not eliminate the advantages of randomly oriented fibres in the specimen. The collected data are going to be used for soft computing methods design used for determination of load bearing capacity of the sample before casting based on the magnetic field parameters, amount and type of fibre used and the rheological properties of concrete.

Table 3: Movement of fibres

Sample	Node	$u_x$ [mm]	$u_y$ [mm]	$u_z$ [mm]	$u_{tot}$ [mm]
1	Beginning	-10.57	-5.90	-11.68	16.82
	End	-24.74	4.27	-11.30	27.53
2	Beginning	-4.47	-5.15	-9.72	11.87
	End	-6.39	-3.80	-7.15	10.31
3	Beginning	-8.41	2.70	-9.67	13.10
	End	-10.62	3.49	-6.57	12.97
4	Beginning	-9.83	7.02	-8.09	14.54
	End	-16.15	10.29	-10.09	21.65
5	Beginning	4.35	4.01	-8.00	9.95
	End	-4.77	15.94	-8.50	18.68
6	Beginning	9.60	-11.20	-6.40	16.08
	End	-2.21	5.79	-7.10	9.42
7	Beginning	9.73	-6.67	-8.50	14.54
	End	-2.06	5.86	-8.50	10.53
8	Beginning	19.70	-5.86	1.80	20.63
	End	7.02	4.26	-1.10	8.28
9	Beginning	0.42	-13.69	1.10	13.74
	End	-9.87	-5.37	-1.30	11.31
10	Beginning	-9.23	-4.12	-8.70	13.34
	End	-20.35	6.27	-10.20	23.61
11	Beginning	3.49	-10.02	-9.50	14.24
	End	-10.07	-0.08	-8.60	13.24
12	Beginning	3.46	-0.82	-3.60	5.06
	End	-8.38	10.71	-5.80	14.78
13	Beginning	-2.62	-3.78	-5.90	7.48
	End	6.88	6.93	-6.40	11.68

## 6. CONCLUSION

In this article, project of aligning the steel fibres in general and also in detail for his early stage is described. Designs of two Helmholtz coils are presented. First coil prototype is used as proof of concept of an idea based on previously reviewed literature. Second coil prototype is used for actual research purposes. Geometry of both coils are described and all crucial parameters about power supply and generated magnetic field are presented. Concrete mixture design used for alignment of steel fibres in magnetic field is provided. Methodology is described for clarification coils abilities for aligning the fibres with their magnetic field. Results of single fibre alignment experiments are published with detailed overview of fibres movement. At the end of the article, future work and goals are defined.

## ACKNOWLEDGEMENTS

Development was done thanks to financial support of student grant competition SGS20/043/OHK1/1T/11 "Controlled Orientation of Fibres in Cementitious Composites and Its Application Potential".

## 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.
- Takáčová (2020), 'Development and testing of device using electromagnetic field for targeted orientation of fibres in cement composites', *Master thesis Faculty of Civil Engineering*.
- 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.

# NUMERICKÉ OVĚŘENÍ ŽELEZOBETONOVÝCH PRVKŮ ZESÍLENÝCH UHPC V TLAČENÉ OBLASTI

*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 navazuje na sérii experimentálních zkoušek zabývajících se zesilováním železobetonových prvků materiálem UHPC v tlačené oblasti. S využitím počítačové simulace jsou potvrzeny výsledky zkoušek, kdy došlo ke zvýšení únosností zkušebních prvků. Na numerickém modelu jsou zkoumány průběhy napětí v kritickém průřezu na mezi únosnosti a způsoby porušení prvků. Na základě těchto poznatků jsou nastíněna doporučení pro efektivnější využití materiálu UHPC.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Materiál UHPC • zesilování betonových konstrukcí • nelineární analýza • software ATENA • ohybová zkouška

## ABSTRACT

The article relates to a series of the experimental tests which deal with the strengthening of reinforced concrete elements with UHPC material in the compressed zone. The test results, where the load-bearing capacity of the test elements was increased, are confirmed with the use of computer simulation. The numerical model is used to examine stress distribution in the critical cross section at the ultimate state and describes the methods of collapse of the elements. Based on these findings, recommendations for more efficient use of UHPC material are outlined.

## KEYWORDS

UHPC material • strengthening concrete structures • non-linear analysis • software ATENA • bending test

## 1. ÚVOD

Část výzkumu ultra-vysokohodnotných betonů (UHPC) se zaměřuje na praktickou aplikaci těchto materiálů. Doplněním vrstvy UHPC na stávající betonové konstrukce má dvě základní funkce. První funkcí je funkce ochranná. Díky své hutné struktuře UHPC vykazují vysokou odolnost proti působení vnějších vlivů. Na povrchu původní konstrukce tak velice efektivně zamezují degradaci původního materiálu a to zejména pokud jsou aplikovány mimo taženou část průřezu,

kde nehrozí porušení trhlinami. Druhou funkcí je samotné zesílení konstrukce. Doplněním vrstvy UHPC na tlačený povrch ohybaného prvku dochází jak ke zvýšení výšky průřezu, tak i k dosažení větší pevnosti v tlakové oblasti. Tyto dvě funkce již byly v praxi využity při opravách železobetonových mostních konstrukcí v zahraničí [1], [2]. Toto uplatnění se nabízí i na našem území při opravách dopravních staveb a jiných konstrukcí vystavených nepříznivým klimatickým podmínkám s nutností zesílení.

Cílem tohoto výzkumu je výše uvedené poznatky potvrdit a prověřit limity způsobu zesilování konstrukcí pomocí UHPC. Na základě podrobnější analýzy je možné popsat způsob porušení prvku a zefektivnit návrh tohoto typu zesílení. Tímto úkolem se zabývá následující článek.

## 2. OVĚŘOVANÉ ZKOUŠEBNÍ PRVKY

V rámci projektu TRIO č. FV 20472 proběhly experimentální ohybové zkoušky železobetonových panelů zesílených vrstvou UHPC na horním povrchu. Experimentální zkoušky se zabývaly dvěma úkoly. V prvním úkolu se ověřovala soudržnost původního betonu a nové nabetonované vrstvy. V rámci výzkumu se soudržnost ukázala jako dostatečná při dodržení základních podmínek ošetření původního povrchu betonu, více viz [3]. Následným úkolem bylo ověřit, jakým způsobem se zvýší únosnost při provedení dodatečné vrstvy z UHPC v tlačené oblasti.

Ohybové zkoušky únosnosti byly rozděleny do tří variant. V první variantě byly experimentálně zkoušeny původní panely bez UHPC a tato sada zkoušek byla uvedena jako referenční. V druhé variantě se panely zesílily vrstvou UHPC tloušťky 30 mm. V poslední variantě se použilo zesílení panelů vrstvou UHPC tloušťky 50 mm s vloženou KARI sítí. V každé variantě byla provedena sada měření tří vzorků až do meze porušení.

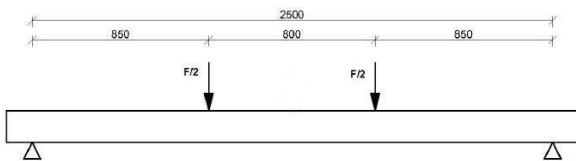
Pro experiment se využily prefabrikované železobetonové panely ze skladových zásob prefa závodu vyrobené v roce 2018 s rozměrem průřezu 490 mm x 118 mm. Destruktivními zkouškami se ověřilo stávající vyztužení panelů. Hlavní podélná vyztuž prvků se sestávala z betonářské vyztuže Ø12 mm v každém rohu průřezu. Vzhledem k nízkému stupni vyztužení byly všechny panely posíleny vlepenou betonář-

\* Školitel: doc. Ing. Iva Broukalová, Ph.D.

skou výztuží 4x Ø10 mm v tažené oblasti. Posílením mělo být zajištěno, že dojde k využití nabetonávky z UHPC v tlaku a výztuž nebude slabým místem experimentu.

V rámci experimentu byly odebrány vzorky betonu panelů pro stanovení tlakové pevnosti. Destruktivními zkouškami a statistickým zpracováním byla stanovena válcová pevnost betonu  $f_{c,cyl} = 32,3$  MPa. Převodními součiniteli byla dopočítána krychelná pevnost betonu  $f_{c,cube} = 38,2$  MPa. Beton panelů tak odpovídá návrhové třídě C30/37.

Pro zatěžování panelů byla využita čtyřbodová zatěžovací zkouška na rozpon 2,5 m. Horní povrch se zatěžoval hydraulickým válcem. Síla z válce byla rozložena do dvou míst vzdálených 0,4 m od poloviny rozpětí.

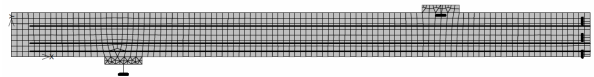


Obr. 01: Schéma čtyřbodové ohybové zkoušky [3]

### 3. NUMERICKÉ MODELY

#### 3.1. Vstupní parametry

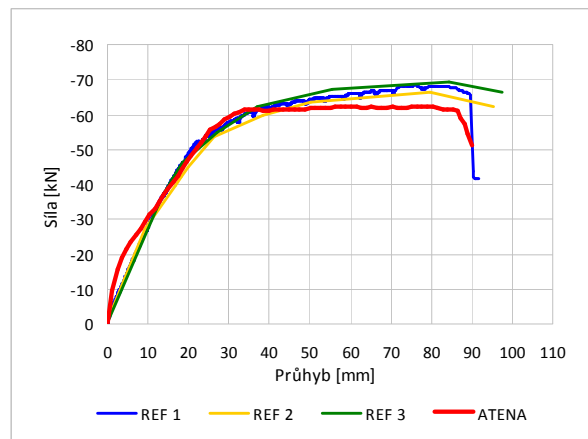
Pro numerickou modelaci zkoušek panelů byl využit software ATENA (Advanced Tool for Engineering Nonlinear Analysis) od firmy Červenka Consulting s.r.o. Software umožňuje modelovat skutečný průběh zatěžovací zkoušky železobetonových prvků. Pro definování původního betonu i vrstvy UHPC byl využit materiálový model 3D Nonlinear Cementitious 2 popisující nelineární chování betonu v tlaku i v tahu [4]. Vzhledem k tomu, že UHPC byl namáhán zejména v tlaku, nebylo nutné hledat přesnější parametry pro definování materiálového modelu. V základu byl použit beton s pevností  $f_c = 140$  MPa a navazující materiálové parametry byly vygenerovány automaticky. Následně byly upraveny pouze pevnost v tahu na  $f_{ctm} = 20$  MPa a modul pružnosti na  $E_{cm} = 40$  GPa. Zvolené hodnoty se více blíží skutečným hodnotám UHPC podobných receptur. Původní beton byl popsán materiálovým modelem s tlakovou pevností  $f_c = 32,3$  MPa. Vzhledem k absenci dalších materiálových charakteristik z experimentálních zkoušek byly pevnost v tahu a modul pružnosti dopočítány dle vztahů uvedených v ČSN EN 1992-1-1 [5]. V softwaru byly základní hodnoty upraveny na  $f_{ctm} = 3,043$  MPa, respektive  $E_{cm} = 30,255$  GPa. Betonářská výztuž byla definována idealizovaným bilineárním pracovním diagramem se zpevněním s mezí kluzu  $\sigma_y = 550$  MPa a mezí pevnosti  $\sigma_x = 594$  MPa při limitní deformaci  $\epsilon_{lim} = 0,05$ . Toto nastavení odpovídá betonářské výztuži B500 B. Geometrie výpočetního modelu byla převzata ze skutečných rozměrů experimentální zkoušky. Modelována byla pouze polovina nosníku a řez v polovině rozpětí byl doplněn posuvnou podporou ve svislém směru. Tato úprava je možná u symetrických modelů a vede ke snížení výpočetního času.



Obr. 02: Numerický model referenčního panelu

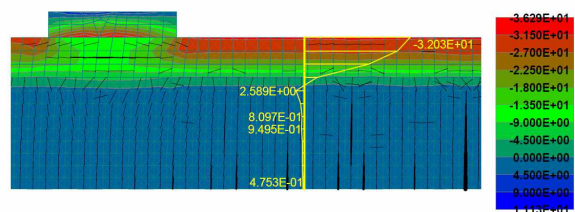
#### 3.2. Referenční panel

Ověření správného fungování numerického modelu bylo provedeno na referenčním panelu. Po provedení výpočtů byly porovnány zatěžovací diagramy. Shoda zatěžovacích křivek se jeví jako dostatečná i přesto, že jsou patrné lokální odlišnosti. A to zejména na počátku zatěžování, kdy numerický model vykazuje vyšší tuhost a v konečné části, kdy skutečné panely vykazují o něco vyšší zbytkové únosnosti. Pro ověření celkové únosnosti panelu a způsobu jeho porušení nejsou tyto dvě oblasti rozhodující. Podstatná část grafu se nalézá při průhybu 30 až 40 mm, kdy betonářská výztuž dosahuje meze kluzu. Tím je vyčerpána hlavní únosnost prvku a dochází pouze k výrazné deformaci při minimálním nárůstu únosnosti.



Obr. 03: Porovnání zatěžovacích křivek referenčního panelu

Podrobnější zkoumání potvrdilo předpoklady obecného chování železobetonového prvku na mezi únosnosti. Zhruba při 30. kroku výpočtu, tzn. při průhybu 35 mm a síle 61,4 kN, se dostává tažená výztuž na mez kluzu ( $\sigma_y = 550$  MPa) a v horních tlačných vláknech je dosažena tlaková pevnost betonu ( $f_{c,cyl} = 32,3$  MPa).



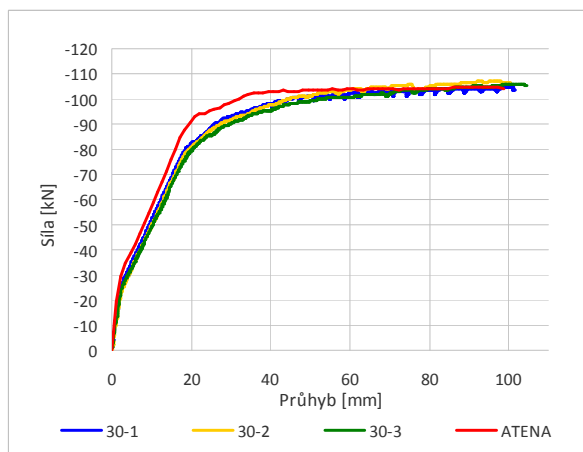
Obr. 04: Průběh napětí v betonu mezi břemeny po výšce průřezu referenčním panelu ( $\sigma_{x,max} = 32,0$  MPa)

#### 3.3. Panel s 30 mm UHPC

Úpravou výpočetního modelu přidáním dalšího makroprvku charakterizujícího 30 mm vrstvu UHPC byl vytvořen model zkoušky varianty č. 2. Po dopočtu všech

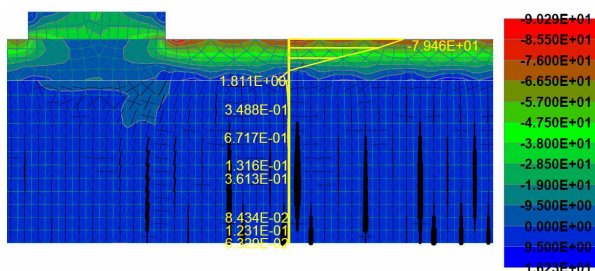


zadaných zatěžovacích kroků byl sestaven zatěžovací diagram a porovnán s experimentálním měřením. Zde je shoda v oblasti dosažení meze kluzu ve výztuži horší než v ostatních variantách. Je k diskusi, co přesně vede k nesouladu. Autor se domnívá, že umístění výztuže v průřezu může být mírně odlišné od skutečnosti vzhledem k tomu, že se pozice výztuže ověřovala pouze na jednom z panelů v jednom řezu. Přesto lze považovat shodu pro účely chování na mezi únosnosti za dostačující.



Obr. 05: Porovnání zatěžovacích křivek panelu s 30 mm UHPC

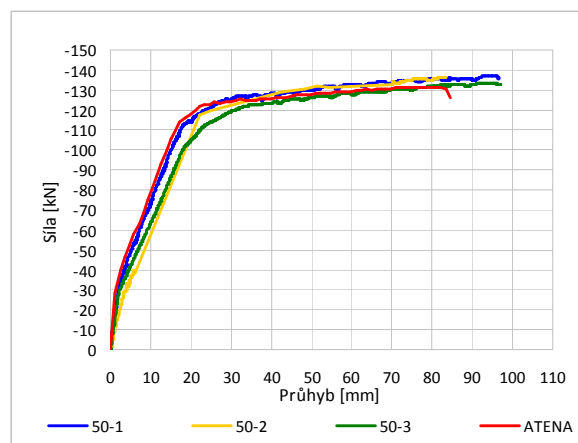
Meze kluzu bylo v betonářské výztuži dosaženo v 36. kroku výpočtu při síle 103,6 kN a průhybu 43 mm. Podrobnější výsledky v tomto výpočetním kroku ukazují průběh napětí po výšce průřezu v oblasti mezi břemeny. Je patrné, že celá tlačenná oblast průřezu se odehrává ve vrstvě UHPC, tzn. v horních 30 mm. Maximální tlakové napětí v této oblasti dosahuje hodnot do 80 MPa. Znamená to, že vrstva UHPC nebyla v tomto případě efektivně využita, jelikož její pevnost je cca 1,75x větší.



Obr. 06: Průběh napětí v betonu mezi břemeny po výšce průřezu panelu s 30 mm UHPC ( $\sigma_{x,max} = 79,5 \text{ MPa}$ )

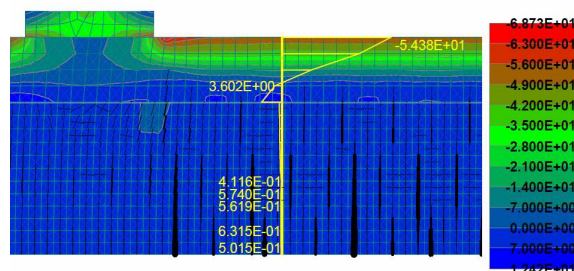
### 3.4. Panel s 50 mm UHPC

Zvětšením makroprvku UHPC na horním povrchu byl vytvořen poslední numerický model. Makroprvek byl zvětšen na tloušťku 50 mm a do modelu byl doplněn betonářský prut charakterizující KARI síť ve vrstvě UHPC. Porovnáním získaného zatěžovacího diagramu bylo ověřeno shodné chování se skutečnými experimentálními prvky.



Obr. 07: Porovnání zatěžovacích křivek panelu s 50 mm UHPC

Mez únosnosti definovaná mezí kluzu betonářské výztuže byla nalezena v kroku 22 při síle 124 kN a průhybu 26 mm. Podrobnějším zkoumáním bylo stanoveno maximální tlakové namáhání ve vrstvě UHPC na hodnotě  $\sigma_x = 55 \text{ MPa}$ . Celá tlačenná část průřezu se opět nalézá v horní vrstvě UHPC, jak je patrné z obrázku 08. Pevnost UHPC materiálu je využita méně než v předchozí variantě. Z průběhu napětí je také viditelné, že vrstva UHPC je částečně využita i v tahu.



Obr. 08: Průběh napětí v betonu mezi břemeny po výšce průřezu panelu s 50 mm UHPC ( $\sigma_{x,max} = 54,4 \text{ MPa}$ )

## 4. DISKUSE VÝSLEDKŮ

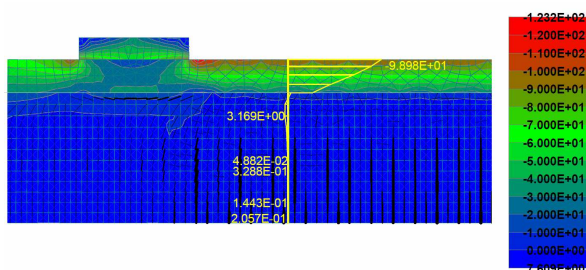
Na základě provedených simulací lze konstatovat, že numerická modelace vykazuje velice dobrou shodu se skutečným průběhem experimentálních zkoušek. Shoda se týká zatěžovacích ohybových zkoušek plošných prvků, kdy je materiál UHPC umístěn do tlačenné oblasti průřezu. Této skutečnosti lze využít při dalších podobných experimentech.

V konkrétním případě zkoumaných železobetonových panelů s nabetonávkou UHPC došlo vždy k dosažení meze kluzu v dolní tažené výztuži. V numerické simulaci bylo prokázáno, že napětí v UHPC vrstvě se v žádném z případů nepohybovalo na mezi pevnosti materiálu. Využití se pohybovalo na 58% pevnosti pro nabetonávku výšky 30 mm, respektive 40% pro nabetonávku výšky 50 mm.

Z předložených výpočtů je patrné, že vyšší celková únosnost panelů s nabetonávkou tloušťky 50 mm oproti nabetonávce tloušťky 30 mm je dána zejména zvýšením výšky průřezu a tím zvýšením ramene vnitřních sil. Využití pevnosti UHPC vrstvy v případě větší tloušťky klesá a tím i

ekonomická efektivita použitého druhu zesílení. Lze doporučit použití spíše menších tlouštěk nabetonávky z tohoto materiálu.

Je tedy k obecnému zvážení, zda zesilovat prvky takto kvalitním materiálem. Z hlediska ohybové únosnosti se to jeví jako neopodstatněné. Lze použít standardní vysokopevnostní beton třídy C80/95 nebo vyšší. U těchto betonů je nutné ověřit soudržnost s původním betonem. Pokud se přesto použije zesílení uvedeným UHPC, je možné docílit vyšších únosností doplněním výztuže do tažené oblasti, která byla v tomto experimentu slabým článkem. To povede k vyššímu využití UHPC v tlaku. I tento přístup má však svá omezení. Vzhledem k velmi vysokým pevnostem je tlačaná část průřezu velmi malé výšky. Pro dosažení mezního přetvoření v krajních vláknech betonu je nutné do průřezu doplnit velké množství výztuže. Orientačně byla v numerické simulaci v případě panelu zesíleného 30mm UHPC změněna dolní doplněná výztuž ze 4 x Ø10 mm na 6 x Ø16 mm (zvýšení plochy výztuže cca 4x). V této variantě nepřekročilo napětí v krajních tlačaných vláknech v betonu 100 MPa na mezi kluzu dolní výztuže. Doporučením autora je volit střední cestu – omezeně posilovat ohybovou výztuž v kritickém průřezu a k tomu použít zesilující vrstvu vysokopevnostního betonu v tlačané části s optimalizovanou pevností vůči stupni vyztužení.



Obr. 09: Průběh napětí v betonu mezi břemeny po výšce průřezu panelu s 30 mm UHPC a zvýšeným stupněm vyztužení ( $\sigma_{x,max} = 99,0 \text{ MPa}$ )

## 5. ZÁVĚR

Provedenou numerickou simulací byly potvrzeny výsledky získané z experimentálních zkoušek. Při podrobnějším zkoumání se ukázalo, že v rámci experimentu nebyla vrstva UHPC z hlediska ohybové únosnosti prvku efektivně využita. Pokud tomu nebrání jiné skutečnosti, je vhodné provádět zesilování prvků na ohybovou únosnost vrstvou pouze pomocí vysokopevnostních betonů, jejichž výroba je levnější. Docílí se tak ekonomického zefektivnění procesu zesílení konstrukcí.

## PODĚKOVÁNÍ

Tento článek vznikl za podpory projektu SGS19/149/OHK1/3T/11 - Trvanlivost betonové konstrukce a hodnocení jejího životního cyklu na základě dat získaných v projektu FV20472 - Aplikace vysokohodnotných cementových kompozitů na rekonstrukce betonových staveb a za

odborné pomoci docentky Ing. Ivy Broukalové, Ph. D., které tímto děkuji.

## REFERENCE

- [1] GUINGOT, L., DEKHIL, D., SOULIER, P. *Strengthening of hydraulic structures with UHPC*. RILEM-fib-AFGC Int. Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete UHPFRC. Marseille, France, 2013. [ONLINE].www.researchgate.net
- [2] BRÜHWILLER, E., BASTIEN-MASSE, M., MÜHLBERG, H., HOURIET, B., FLEURY, B., CUENNET, S., SCHÄR, P., BOUNDRY, F., MAURER, M. *Strengthening the Chillon viaducts deck slabs with reinforced UHPFRC*. IABSE Conference – Structural Engineering: Providing Solutions to Global Challenges. Geneva, Switzerland, 2015. [ONLINE].www.infoscience.epfl.ch
- [3] ČÍTEK, Adam: *Experimentální ověření betonových prvků zesílených pomocí UHPC*. Diplomová práce. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2019.
- [4] ČERVENKA, V., JENDELE, L. a ČERVENKA, J. *ATENA Program documentation: Theory*. Praha, 2010.
- [5] ČSN EN 1992-1-1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: ČNI, 2006, ZA 11/2019.

# VIZUÁLNÍ ANALÝZA HUTNĚNÍ DVOU VRSTEV BETONU

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

Vibrace je důležitým jevem k dosažení kvalitního stavebního materiálu, a je velmi obtížné popsat stochastický jev hutnění pomocí přesných fyzikálních rovnic. Experimentální ověření účinků vibrací na čerstvém betonu se jeví jako vhodnější přístup. Výzkum se zabývá hodnocením efektivity rozpohybování dvou navazujících vrstev čerstvého betonu uvnitř formy během hutnění. Pro vizuální hodnocení kvality hutnění byly krychelné vzorky rozděleny na dvě poloviny, které byly kontinuálně betonovány. Dolní polovina vzorku byla tvořena běžným prostým betonem s portlandským cementem, horní polovina vzorku byla tvořena identickým betonem s přidáním červeného pigmentu v dávce 5% hmotnosti cementu k možnosti vizuálního hodnocení. Sledovaným parametrem byl proces hutnění v závislosti na konzistenci betonu a frekvenci hutnění. Betonové směsi pro tělesa skládající se z více vrstev čerstvého betonu je vhodné koncipovat pro třídy konzistence betonu S3 až S1 s hutnicí frekvencí 90 Hz, která vykazala jasný trend promíšení vrstev.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Hutnění • Beton • Frekvence • Konzistence • Amplituda

## ABSTRACT

Vibrations are important for achieving a quality construction material and it is very difficult to describe the stochastic phenomenon of compaction using physical equations. Experimental verification of the effects of vibration on fresh concrete seems to be a more appropriate approach. The research deals with the evaluation of the movement of two layers of fresh concrete inside the mold during compaction. Cube samples were continuously concreted in two layers for visual evaluation of compaction quality. The lower half of the sample was made of ordinary concrete with portland cement, the upper half of the sample was made of almost identical concrete with the addition of red pigment at a dose of 5% by weight of cement for visual evaluation. The monitored parameter was the compaction process depending on the consistency of the concrete and the frequency of compaction. Concrete mixtures for samples made of several layers of fresh concrete should be designed for consistency of concrete S3 to

S1 with a compaction frequency of 90 Hz, which showed a clear trend of mixing the layers.

## KEYWORDS

Compaction • Concrete • Frequency • Consistency • Amplitude

## 1. ÚVOD

Vibrace je důležitým jevem k dosažení kvalitního stavebního materiálu. Zhutnění betonu snižuje objem vzduchových pórů v čerstvém betonu, což vede k betonu s maximální hutností. Během hutnění ovšem existuje riziko segregace kameniva a úniku vody s částicemi cementu. Vysoké hutnosti betonu lze dosáhnout minimálním poměrem vody a cementu spolu s minimálním obsahem vzduchu, optimální dobou a frekvencí hutnění během ukládání betonu.

Norma ČSN EN 12390-2 umožňuje hutnit vzorky pomocí ponorného vibrátoru, vibračního stolu, propichovací tyče a zhutňovací tyče. Norma nedefinuje počet zhutňovacích vrstev. K dosažení správného zhutnění se doporučuje upravit počet vrstev v závislosti na konzistenci betonu a výšce formy. Podle ČSN EN 12390-2 je dosaženo optimální doby vibrací, když se již neobjevují na povrchu betonu vzduchové bubliny a povrch betonu je relativně hladký s lesklým vzhledem, bez nežádoucí segregace.

Vzhledem k obecnému doporučení normy ohledně počtu vrstev v závislosti na konzistenci betonu se předkládaný výzkum zaměřil na dvě zhutňované vrstvy čerstvého betonu pro pět základních konzistencí betonu. Vizuálně hodnotí pohyb a promíšení vrstev vlivem různých vibračních frekvencí.

## 2. EXPERIMENT

Experiment intenzity hutnění byl realizován na krychelných tělesech s hranou 100 mm. Sledovaným parametrem není maximální hutnost, která je navázána na objem vzduchových pórů, ale sledování procesu hutnění v závislosti na konzistenci betonu a frekvenci hutnění. Pro vizuální hodnocení kvality hutnění byl objem těles rozdělen na dvě přibližně stejně velké části, které byly kontinuálně betonovány díky použití dvou míchacích zařízení, která pracovala současně (Obrázek 1).

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



Obrázek 1: Druhé míchací zařízení.

Dolní polovina vzorku byla tvořena běžným prostým betonem se šedým cementem, která byla hutněna po dobu 10 sekund pro homogenizaci vrstvy (Obrázek 2).



Obrázek 2: Forma naplněná do poloviny výšky šedým prostým betonem.



Obrázek 3: Plně naplněná forma barevným betonem s pigmentem.

Horní polovina vzorku byla tvořena téměř identickým betonem, rozdíl byl v přidání červeného pigmentu v dávce 5% hmotnosti cementu k vizuálnímu hodnocení. Kompletně naplněná forma byla vystavena jedné sérii hutnění po dobu 30 s pro různé frekvence hutnění (Obrázek 3).

Hutnění betonových vzorků probíhalo pro tři různé frekvence. První zvolená frekvence 35 Hz (označena jako S) představuje minimální frekvenci, při které lze hutnit betonové vzorky na vibračním stole. Frekvence 60 Hz (označena jako M) je v současnosti běžně používanou frekvencí u vibračních stolů a zároveň se vyskytovala u dříve používaných vibračních stolů. Poslední použitá frekvence 90 Hz (označena jako H) rozšiřuje pole frekvencí hlavně pro jemnější frakce kameniva a tuto frekvenci lze označit za horní hranici používaných frekvencí pro hutnění deskových konstrukcí.

Experiment byl koncipován pro pět základních tříd konzistence (S1, S2, S3, S4 a S5), které byly stanoveny zkouškou sednutí kužele dle normy ČSN EN 12350-2.

Vibrační stůl použitý v experimentu se skládá ze dvou vibračních trubek, z nichž každá obsahuje 8 excentrů (4 vnitřní a 4 vnější), které se otáčejí kolem společné osy otáčení, maximální amplituda excentrů dosahuje 16 mm. Řada studií sledujících vliv vibrací na mechanické vlastnosti betonu publikují pouze čas vibrací, některé i použitou frekvenci. Pro lepší popis a srovnání jednotlivých studií (Howes et al. 2019, Arslan et al. 2011, Maslov et al. 2018) je důležité uvést amplitudu, případně rotační energii, přičemž tyto parametry jsou stejně důležité jako doba a frekvence vibrací.

### 3. VÝSLEDKY

Experiment byl vyhodnocován na základě fotografií, které dávají představu o chování a efektivitě rozpochybování čerstvého betonu během zhutňování. Účinek vibrací se liší v závislosti na konzistenci betonu neboli velikosti odporu proti přetváření dané směsi. Na prvních sérii fotografií (Obrázek 4, Obrázek 5 a Obrázek 6) jsou vyfoceny tři vzorky stejné konzistence, které jsou vždy seřazeny podle použité frekvence, kde levý vzorek označený jako S byl hutněn frekvencí 35 Hz, střední vzorek označený M byl hutněn frekvencí 60 Hz a pravý vzorek označený jako H byl hutněn frekvencí 90 Hz.



Obrázek 4: Vzorky konzistence S5 seřazené podle frekvence hutnění – fotografie vnějšího povrchu stěn.

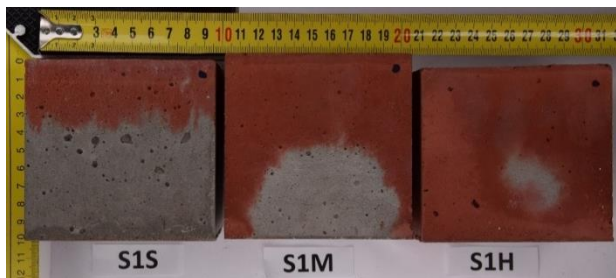
Konzistence třídy S5, kterou lze kvalifikovat jako velmi tekutou, vykazuje podobný pigmentový obrazec pro všechny použité frekvence (Obrázek 4). Tělesa jsou barevně rozdělena přibližně v polovině, což odpovídá ukládání čerstvé směsi

betonu. Dolní šedá vrstva nepatrně proniká do barevné pigmentové části, jinak nedochází k žádné změně.



Obrázek 5: Vzorky konzistence S3 seřazené podle frekvence hutnění – fotografie vnějšího povrchu stěn.

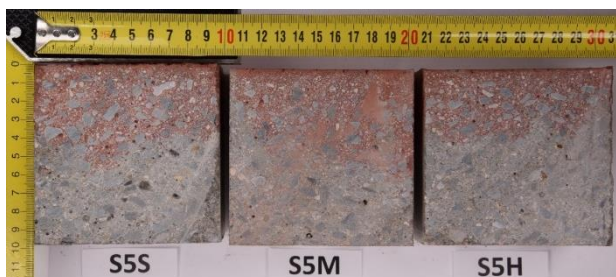
Konzistenci třídy S3 lze kvalifikovat jako velmi měkkou směs, u které se již ukázal směr pronikání vrstev na rozdíl od konzistence S5. Horní pigmentová vrstva proniká do dolní vrstvy v rozích formy a dostává se až ke spodnímu povrchu formy (Obrázek 5).



Obrázek 6: Vzorky konzistence S1 seřazené podle frekvence hutnění – fotografie vnějšího povrchu stěn.

Konzistenci třídy S1 lze označit za zavlhlou betonovou směs. Z fotografií je patrné, že se umocňuje směr pohybu horní vrstvy do dolní vrstvy směsí v rozích formy, kde pigmentová vrstva pokračuje po spodním povrchu formy do středu vzorku (Obrázek 6).

K vyhodnocení vnitřní struktury a promíchání vrstev byly všechny vzorky příčně rozříznuty diamantovou pilou ve vzdálenosti 3 cm od kraje vzorku. Vzorky na snímcích příčných řezů jsou seřazeny stejně jako u vnějších povrchů, tedy podle konzistence betonu a použité frekvenci.



Obrázek 7: Vzorky konzistence S5 seřazené podle frekvence hutnění – příčný řez.

Příčný řez vzorků (Obrázek 7) splňujících konzistenci S5 se tvarově shoduje s bočním pohledem. Nedošlo k žádnému významnějšímu promíšení vrstev a během vibrace dochází pouze k redukci obsahu vzduchu.



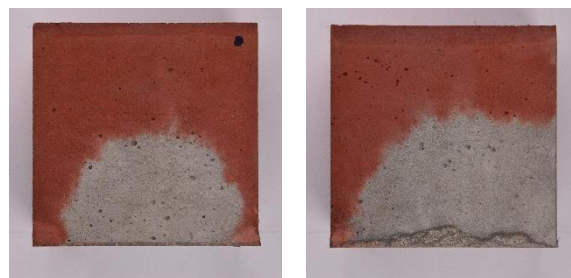
Obrázek 8: Vzorky konzistence S3 seřazené podle frekvence hutnění – příčný řez.



Obrázek 9: Vzorky konzistence S1 seřazené podle frekvence hutnění – příčný řez.

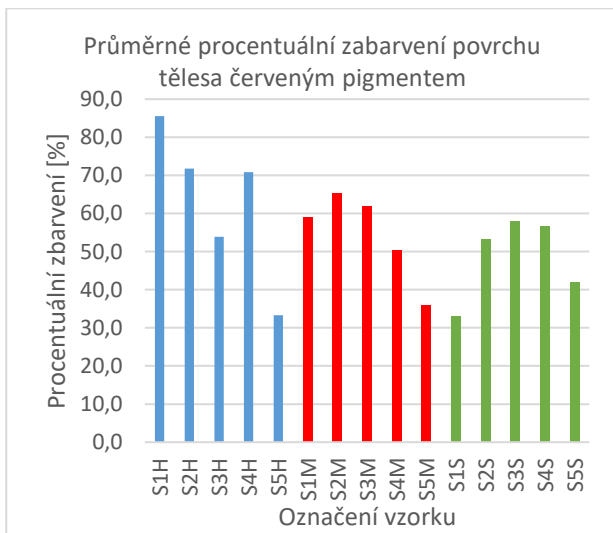
Hutnění vzorků frekvencí 35 Hz u žádné konzistence nevyvolalo vizuálně významnější promíšení vrstev, vzorky zůstaly rozdělné na původní vrstvy. Vzorky konzistence S5 a S4 nevykázaly významnější promíšení vrstev pro žádnou použitou frekvenci. Pro hutnicí frekvenci 60 Hz lze od konzistence S3 směrem ke konzistenci S1 pozorovat pronikání horní vrstvy v rozích formy směrem k dolní vrstvě (Obrázek 8). Hutnicí frekvence 90 Hz umocňuje efekt pronikání horní vrstvy, pro konzistenci S1 horní vrstva směřuje po spodním povrchu formy do středu vzorku (Obrázek 9). U všech řezů se ukázal jeden boční dominantní směr pronikání horní vrstvy, dolní vrstva je částečně vytlačována do horní vrstvy středem vzorku.

Každý vzorek byl nafocen ze všech čtyř bočních stran, byla odměřena plocha jednotlivých zbarvených ploch, a pro každou stěnu vyjádřeno procentuální zbarvení, ze kterých byl vypočítán průměr pro daný vzorek (Obrázek 10).

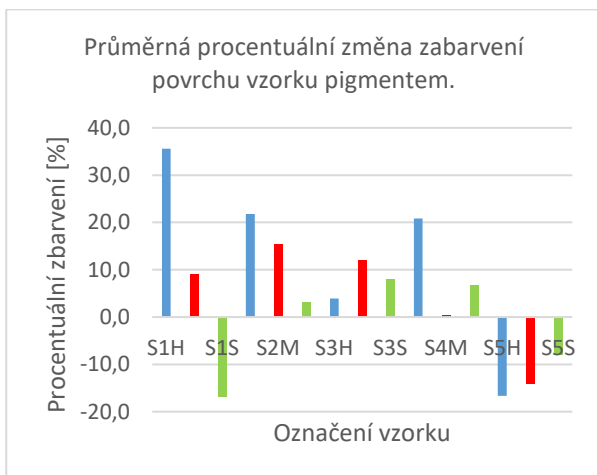




Obrázek 10: Příklad nafocení vzorku SIM ze všech čtyř bočních stěn.



Obrázek 11: Průměrné procentuální zbarvení stěn vzorku.



Obrázek 12: Procentuální změna zbarvení stěn vzorku pigmentem.

Grafy jsou rozděleny dle barev do tří částí podle frekvence hutnění. Na obrázku 11 jsou v jednotlivých škálách vzorky seřazeny vzestupně podle třídy konzistence. Pro frekvenci hutnění 90 Hz a 60 Hz je patrný klesající trend zbarvení prvku s rostoucí třídou konzistence, u které klesá odpor proti přetváření. Frekvence 35 Hz vykazuje podobné výsledky zbarvení pro více konzistencí betonu, což naznačuje nedostatečně velkou hutnicí energii. Během této této frekvence

dochází v betonu ke snižování objem vzduchových pórů v čerstvém betonu, ovšem v mnohem menší míře k promíšení dolní a horní vrstvy čerstvého betonu. Při vyšší frekvenci 90 Hz se horní vrstva čerstvého betonu dostává ke dnu formy a pokračuje do jejího středu, vysokou efektivitu hutnění potvrzuje i 86% zbarvení vzorku pro třídu konzistence S1. Na obrázku 12 jsou data seřazena podle konzistence betonu a prezentována tak, že 0% zbarvení odpovídá probarvení polovině vzorku pigmentem. Kladné hodnoty znamenají probarvení původně šedé části barevným pigmentem, záporné hodnoty naopak ústup barevného pigmentu v ploše. Výsledky ukazují jasný nárůst probarvení pro třídu konzistence S3 směrem k S1 s rostoucí frekvencí. Naopak klesající trend zbarvení pro třídu konzistence S4 a S5.

#### 4. ZÁVĚR

Betonové směsi pro tělesa skládající se z více vrstev čerstvého betonu je vhodné koncipovat pro třídy konzistence betonu S3 až S1, a jako velmi vhodná se ukázala hutnicí frekvence 90 Hz s jasným trendem promíšení vrstev. Pohyb vrstev čerstvého betonu nastává od třídy konzistence S3 a roste spolu s velikostí odporu proti přetváření směsi k třídě konzistence S1. Pro třídu konzistence S5 a S4 nedochází k pohybu ani výraznějšímu promíšení vrstev pro žádnou použitou frekvenci. Při hutnicí frekvenci 35 Hz nedošlo k významnějšímu promíšení vrstev pro žádnou konzistenci betonu. Během vibrací nastává pohyb u horní pigmentové vrstvy, která proniká do dolní vrstvy v rozích formy a dostává se až ke spodnímu povrchu formy, kde směřuje do středu vzorku. U všech řezů se ukázal jeden boční dominantní směr pronikání horní vrstvy, dolní vrstva je částečně vytlačována do horní vrstvy středem vzorku.

#### ACKNOWLEDGEMENTS

Tento příspěvek vznikl za finanční podpory projektu SGS19/149/OHK1/3T/11, SGS20/109/OHK1/2T/11 a SGS21/040/OHK1/1T/11.

#### Reference

- ČSN EN 12390-2: Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 2: Výroba a ošetřování zkušebních těles pro zkoušky pevnosti (2020). Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví.
- ČSN EN 12350-2: Zkoušení čerstvého betonu – Část 2: Zkouška sednutím (2020). Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví.
- Howes, R., Muhammad N.S. Hadi, South, W. (2019), Concrete strength reduction due to over compaction, Construction and Building Materials 197, pp. 725-733.
- Arslan, M.E., Yozgat, E., Pul, S. & Husem, M. (2011), Effects of vibration time on strength of ordinary and high performance concrete, Proceedings of the 4th WSEAS international conference on Energy and development - environment – biomedicine.
- Maslov, O., Batsaikhan, J. & Salenko, Y. (2018), The theory of concrete mixture vibratory compacting, International Journal of Engineering & Technology, pp. 239-244.

# KROUCENÉ ŽELEZOBETONOVÉ PRVKY: CITLIVOSTNÍ ANALÝZA NELINEÁRNÍCH NUMERICKÝCH MODELŮ

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

Simulace experimentů pomocí nelineárních numerických modelů se postupně stala nedílnou součástí vědecké práce a stále častěji se také začíná uplatňovat v praxi při návrhu složitých konstrukcí.

Výhodou a zároveň nevýhodou těchto modelů je možnost a zároveň nutnost zadání velkého množství vstupních parametrů, především materiálových vlastností. Některé z nich je mnohdy náročné nebo téměř nemožné stanovit, což vede k potenciálně nepřesným odhadům pomocí empirických vztahů. U železobetonových konstrukcí se jedná například o pevnost v dostředném tahu, lomovou energii, směr šíření trhlin, tvar plochy plasticity, míru zpevnění/změkčení aj.

V předloženém článku je na modelu masivního krouceného železobetonového prvku, vytvořeného v prostředí programu ATENA Science, ukázán vliv výše uvedených parametrů na vznik trhlin, únosnost a celkový tvar pracovního diagramu.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Kroucení • Masivní průřez • Železobetonové prvky • Nelineární numerické modely • Vliv vstupních parametrů • ATENA Science

## ABSTRACT

Nonlinear numerical simulation of experimental results has gradually become an integral part of the scientific work. It is also more increasingly used in the practical design of complex structures.

The advantage and disadvantage of these models at the same time is the possibility as well as the necessity to input a large number of parameters, especially material properties. Some of them are usually difficult or even almost impossible to determine, which leads to a potentially inaccurate estimate by empirical formulas. In the case of reinforced concrete structures, these are, for example: axial tensile strength, fracture energy, direction of crack propagation, plasticity model, strain hardening/softening, etc.

This paper shows the influence of these parameters on the crack initiation, load capacity, and overall stress-strain behavior of the massive reinforced concrete member under torsion, using the nonlinear FEM software ATENA Science.

## KEYWORDS

Torsion • Massive cross-section • Reinforced concrete members • Nonlinear numerical models • Influence of input parameters • ATENA Science

## 1. ÚVOD

Cílem experimentální analýzy často nebývá pouze zjištění reálného chování konstrukcí (případně dílčích konstrukčních prvků), ale především získání vstupních dat pro následnou numerickou analýzu. Numerické modely musí nejprve projít procesem validace, který ověří, že numerické výsledky odpovídají výsledkům původního experimentu (s přijatelnou mírou odchylky). Až následně je možné využití plného potenciálu numerické simulace a výsledky nákladného experimentu rozšířit o výrazně levnější a zpravidla rychlejší numerické výsledky. Touto tzv. parametrickou studií je možné ověřit stovky nebo tisíce modifikovaných uspořádání původního experimentu.

Zcela nezbytnou podmínkou úspěšné validace numerického modelu je ovšem znalost všech podstatných materiálových vlastností. Těch přitom může být velké množství, a to zvláště v případě (železo)betonových konstrukcí a prvků, neboť se jedná o nehomogenní a kompozitní materiál, vyznačující se výrazně nelineárním chováním.

Pro věrohodnou a dostatečně přesnou numerickou simulaci takového materiálu je zapotřebí použít velice pokročilé numerické modely, které umožňují zohlednit obecný pracovní diagram betonu, poškození trhlinami v tahu a drcením v tlaku, pružnoplastické chování výztuže a v neposlední řadě vzájemné spolupůsobení (soudržnost) těchto dvou materiálů. Tyto modely jsou analyzovány iteračně se stovkami až tisíci zatěžovacími kroky, při kterých je neustále přepočítávána tuhost celé konstrukce, aktualizován pružnoplastický stav každého konečného prvku a sledován postupný rozvoj trhlin.

Jedním z nemnoha programů, který umožňuje provést takovou analýzu je ATENA Science v. 5.7.0 (Červenka et al., 2018), jež byla použita pro získání všech numerických výsledků uvedených v tomto článku

Pro analýzu byl zvolen krátký železobetonový nosník obdélníkového průřezu namáhaný kroucením. Hlavním cílem článku je stanovení míry vlivu různých materiálových vlastností na výsledné chování tohoto nosníku, se zaměřením

\* Školitel: doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D., FEng.

na únosnost při vzniku trhlin a únosnost při zplastizování výztuže.

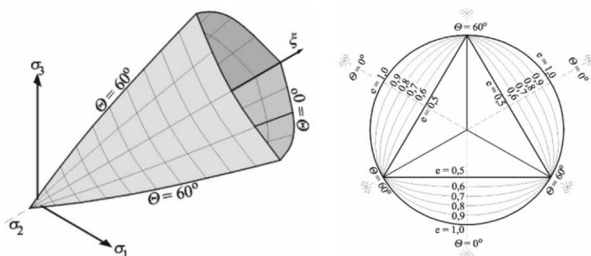
Vzhledem k namáhání kroucením jsou výsledky relevantní především pro železobetonové prvky s převládajícím smykovým napětím. Článek se nezabývá problematikou správné volby velikosti a typu konečných prvků a dalších témat souvisejících s nelineární numerickou analýzou, ačkoliv i tyto parametry ovlivňují výsledné chování modelu.

## 2. MATERIÁLOVÉ PARAMETRY

### 2.1. Beton

V programu ATENA Science je beton modelován pomocí materiálového prototypu *CC3DNonLinCementitious2*, který umožňuje simulovat trojsové plastické poškození cementových kompozitů. Formulace materiálového modelu vychází z rozkladu tenzoru přetvoření  $\varepsilon$  do složek pružného přetvoření  $\varepsilon^e$ , plastického přetvoření  $\varepsilon^p$  a lomového přetvoření  $\varepsilon^f$  dle de Borsta (1986).

Podmínka plasticity je smíšená, s rozdílnými kritérii pro tah a tlak. Při tahovém namáhání je vznik trhlin podmíněn Rankinovou podmínkou plasticity, tedy speciálním případem Mohr-Coulombovy podmínky pro úhel vnitřního tření  $\phi = 90^\circ$ , viz Coulomb (1776), Mohr (1900) a Paul (1968). Při tlakovém namáhání je drcení betonu podmíněno Menétreay-Willamovou podmínkou plasticity, jejíž tvar je řízen parametrem excentricity  $e$ . V deviatorické rovině (tj. v řezu kolmo na hydrostatickou osu) nabývá podmínka tvaru rovnostranného trojúhelníku pro  $e = 0,5$  a tvaru kružnice pro  $e = 1,0$ , viz Menétreay & Willam (1995). Doporučená hodnota excentricity pro beton je  $e = 0,52$ .



Obrázek 1: Menétreay-Willamova plocha plasticity – axonometrické zobrazení v Haigh-Westergaardově prostoru a deviatorické řezy pro různé hodnoty excentricity  $e$ , převzato a upraveno z Jásiňski (2017).

K dostatečnému popisu tohoto materiálového modelu je třeba definovat celkem 21 parametrů, zahrnujících mj. mechanické a přetvárné vlastnosti, změnu chování při poškození nebo tvar funkce plasticity  $f$  a plastického potenciálu  $g$ . Mnoho z těchto parametrů není zpravidla přesně známo, a proto jsou odhadovány pomocí empirických vztahů.

Tyto empirické vztahy mohou být mnohdy poměrně výrazně vzdáleny od skutečnosti. Proto bylo vybráno 6 klíčových parametrů, u kterých byl předpokládán možný vliv na chování modelu krouceného železobetonového prvku:

- pevnost betonu v dostředném tahu ( $f_{ct}$  [MPa]);
- Youngův modul pružnosti betonu ( $E_c$  [GPa]);
- lomová energie ( $G_f$  [N/m]);

- maximální velikost kameniva ( $d_{max}$  [mm]);
- koeficient fixace trhlin ( $c_{fc}$  [-]);
- a koeficient tahového zpevnění ( $c_{ts}$  [-]);

Vzhledem k obecně známému velkému rozptylu materiálových vlastností betonu, byl zkoumán vliv změny jednotlivých parametrů od hodnoty  $0,5 \cdot X_{ref}$  do  $1,5 \cdot X_{ref}$ , kde  $X_{ref}$  je referenční (výchozí) hodnota daného parametru. V případě koeficientů definovaných na intervalu  $<0;1>$  byl prohledán celý interval a v případě velikosti kameniva byly ověřeny nejčastěji používané frakce kameniva.

Přesné hodnoty uvažované ve studii citlivosti jsou uvedeny dále, v kapitole 5.2.

### 2.2. Betonářská ocel

Prutová výztuž je modelována pomocí materiálového prototypu *CCReinforcement*, který simuluje jednoosé pružnoplastické chování.

Pracovní diagram je multilineární s počáteční pružnou větví a následně až šesti dalšími větvemi popisujícími plastické chování.

K popisu tohoto materiálového modelu je třeba definovat 4 základní parametry a dále 1 až 6 dvojic napětí-přetvoření, popisujících plastickou část pracovního diagramu. Předpokládá se, že při dosažení maximálního definovaného napětí dojde k přetržení výztuže.

Pro zkoumání vlivu na únosnost krouceného železobetonového prvku byly vybrány 2 parametry:

- mez kluzu výztuže ( $f_{sy}$  [MPa]);
- Youngův modul pružnosti výztuže ( $E_s$  [GPa]).

Rozptyl materiálových vlastností oceli je zpravidla relativně malý, proto byl zkoumán vliv uvedených parametrů v intervalu od  $0,7 \cdot X_{ref}$  do  $1,3 \cdot X_{ref}$ .

Přesné hodnoty uvažované ve studii citlivosti jsou uvedeny dále, v kapitole 5.2.

## 3. VALIDAČNÍ MODEL

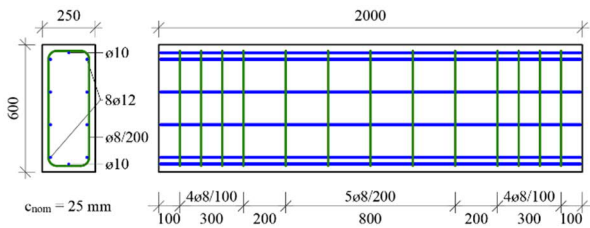
### 3.1. Experimentální výsledky

Validace numerického modelu byla provedena na experimentálních výsledcích série zatěžovacích zkoušek uspořádaných Kloknerovým ústavem v letech 2019 a 2020, viz Čítek et al. (2020) a Vítek et al. (2020). Autoři experimentu poskytli autorovi článku veškerá potřebná data k dalšímu využití.

V rámci experimentálního programu bylo zkoumáno chování 24 těles při namáhání kroucením. Všechna tělesa představovala krátký železobetonový nosník délky 2 m s obdélníkovým průřezem 250×600 mm ve čtyřech sadách (A až D) s různým množstvím podélné a příčné výztuže. Polovina těles z každé sady byla zkoušena za čistého kroucení, druhá polovina za kombinace kroucení a tlakové normálové síly.

Výchozím tělesem pro validaci byl zvolen nosník s označením D1, vyztužený tříminky Ø8/200 mm (se zahuštěním na koncích), osmi podélnými pruty Ø12 mm a dvěma podélnými pruty Ø10 mm., viz Obrázek 2.





Obrázek 2: Dimenze a vyztužení experimentálního tělesa D1.

Tento nosník byl během experimentu zatěžován čistým kroucením, přičemž oba konce byly opatřeny ocelovou roznášecí deskou tvaru U, bránící volné deplanaci. Zatěžování bylo řízeno předepsanými posuny, vyvozenými dvěma protisměrnými mimoběžnými zatěžovacími válci na jednom konci nosníku. Druhý konec nosníku byl vetknutý, a tedy průběh vnitřního krouticího momentu po délce nosníku byl konstantní.

### 3.2. Numerický validační model

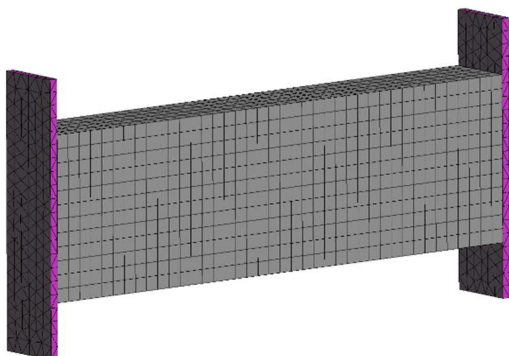
Geometrie a vyztužení numerického validačního modelu byly provedeny v souladu s experimentálním tělesem D1. Konce byly opatřeny zatěžovacími deskami tl. 30 mm bránícími deplanaci. Tyto desky byly modelovány z fiktivního, téměř dokonale tuhého materiálu s modulem pružnosti  $E = 1000$  GPa. Délka desek byla zvolena záměrně 1,0 m tak, aby odečtené reakce svou číselnou hodnotou přímo odpovídaly číselné hodnotě krouticího momentu.

Základní materiálové vlastnosti betonu a betonářské oceli byly v souladu s experimentem stanoveny následovně:

- pevnost betonu v tlaku:  $f_c = 48$  MPa;
- pevnost betonu v tahu:  $f_{ct} = 3,7$  MPa;
- modul pružnosti betonu:  $E_c = 30$  GPa;
- mez kluzu výztuže:  $f_{sy} = 630$  MPa.

Ostatní materiálové parametry byly ponechány jako výchozí, dle empirických vztahů odpovídajících středním hodnotám pro pevnostní třídu betonu C40/50 (dle ČSN EN 206+A1:2017) a pevnostní třídu betonářské oceli B500B (dle ČSN EN 10080:2005).

Pro aproximaci řešení byl betonový nosník pokryt prostorových osmistěnných konečných prvků s lineární aproximací pole posunutí, viz Obrázek 3. Po délce nosníku bylo provedeno dělení na 40 prvků, ve směru delší strany průřezu na 12 prvků a ve směru kratší strany průřezu na 5 prvků, tedy celkem 2400 prvků tvaru krychle  $50 \times 50 \times 50$  mm, výztuž byla aproximována lineárními prutovými prvky tah-tlak a zatěžovací desky lineárními prostorovými čtyřstěny průměrné velikosti 50 mm.



Obrázek 3: Numerický model – síť konečných prvků.

Zatěžování bylo řízeno předepsanými protisměrnými posuny obou konců jedné ze zatěžovacích desek. Celkový posun konce desky o 30 mm byl rozdělen do 300 zatěžovacích kroků po 0,1 mm. V každém zatěžovacím kroku bylo provedeno až 30 iterací a v případě nedostatečné konvergence byl zatěžovací krok zopakován s poloviční hodnotou posunu. Pro hledání rovnováhy nelineárního systému byla použita plná Newton-Raphsonova metoda s přepočtem matice tuhosti v každém iteračním kroku.

### 3.3. Výsledky validace

Hlavními sledovanými parametry validace byly hodnoty krouticího momentu při vzniku trhlin a při dosažení meze kluzu výztuže a dále celkový tvar pracovního diagramu zobrazujícího závislost krouticího momentu  $T$  na průměrném zkroucení  $\theta_{avg}$ . Tyto dvě veličiny byly stanoveny následovně:

$$T_t = R_{1,t} \cdot \frac{r}{2} + R_{2,t} \cdot \frac{r}{2} \quad (1)$$

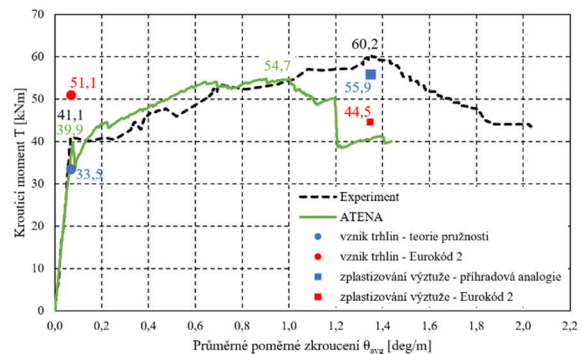
$$\theta_{avg,t} = \frac{\varphi(L)_t}{L} \quad (2)$$

kde  $T_t$  je krouticí moment v zatěžovacím kroku  $t$   
 $R_{i,t}$   $i$ -tá reakce v zatěžovacím kroku  $t$   
 $r$  rameno sil ( $r = 1,0$  m)  
 $\varphi(L)_t$  pootočení průřezu podél osy  $x$  na zatěžovaném konci nosníku v zatěžovacím kroku  $t$   
 $L$  délka nosníku ( $L = 2$  m)

Pro snazší orientaci ve výsledcích jsou nadále hodnoty průměrného poměrného zkroucení uváděny v jednotkách [deg/m] přestože je zvykem je častěji uvádět v jednotkách [rad/m].

Numerickou analýzou byl stanoven krouticí moment při vzniku trhlin  $T_{c,num} = 39,9$  kNm a krouticí moment v okamžiku zplastizování výztuže  $T_{s,num} = 54,7$  kNm. Experimentálně byly na tělese D1 změřeny hodnoty  $T_{c,exp} = 41,1$  kNm a  $T_{s,exp} = 60,2$  kNm. Rozdíl numerických a experimentálních hodnot tedy byl -3% resp. -9%.

Pracovní diagamy numerické a experimentální analýzy jsou porovnány níže, viz Obrázek 4. Pro porovnání jsou uvedeny i předpokládané hodnoty dle analytických výpočtů.



Obrázek 4: Experimentální a validační numerický model – pracovní diagram  $T-\theta_{avg}$ .

Z pracovního diagramu je patrný dobrý soulad naměřených tuhostí jak před vznikem trhlin (počáteční lineární větve), tak po jejich vzniku. Jediným znatelným rozdílem je

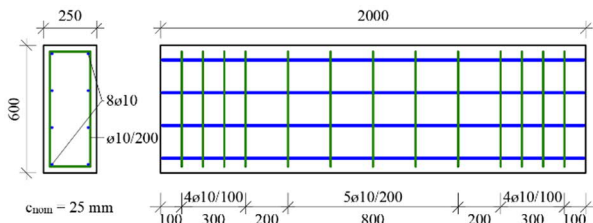
dosažení únosnosti při nižším poměrném zkroucení v případě numerického modelu. Tento nesoulad může být způsoben jednak nepřesnostmi měření v průběhu experimentu a zároveň jiným rozmístěním a počtem trhlin, tedy skutečnými, které téměř nelze ovlivnit.

Jelikož je hlavním cílem navazující studie citlivosti především stanovení správných hodnot krouticího momentu při vzniku trhlin a v okamžiku zplastizování výztuže, považuje autor článku, vzhledem k výše uvedenému, validaci za úspěšnou.

#### 4. REFERENČNÍ MODEL

Před samotnou studií citlivosti byl připraven referenční model, vycházející z výše popsaného validačního modelu, s drobnými úpravami za účelem zjednodušení analýzy a interpretaci výsledků:

- byly odstraněny dva podélné pruty uprostřed kratších stran průřezu, viz Obrázek 5;
- veškeré pruty podélné i příčné výztuže byly sjednoceny na  $\varnothing 10$  mm, viz Obrázek 5;
- veškeré výchozí materiálové parametry byly stanoveny dle empirických vzorců, viz dále;
- geometrie modelu byla plně zachována;
- uspořádání výztuže bylo s výše uvedenou výjimkou zachováno.



Obrázek 5: Dimenze a vyztužení referenčního modelu.

##### 4.1. Vstupní parametry výpočtu

Jako výchozí materiály byly zvoleny beton C40/50 a betonářská ocel B500B, a to v souladu s ČSN EN 206+A1:2017, ČSN EN1992-1-1:2019 a ČSN EN 10080:2005.

Jednotlivé materiálové parametry byly pro referenční model stanoveny jako střední hodnoty vypočtené dle empirických vztahů uvedených ve výše uvedených normách (pro základní parametry), resp. dle odborné literatury (pro pokročilé parametry). Níže jsou shrnuty hodnoty těchto parametrů, jejichž vliv je následně zkoumán v rámci studie citlivosti, případně parametrů souvisejících (ty jsou odlišeny hvězdičkou):

- $f_{ck} = 40$  MPa\*;
- $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 48$  MPa\*;
- $f_{ct} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3,50$  MPa;
- $E_c = 22 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} = 35$  GPa;
- $G_f = 25 \cdot f_{ct} = 87,5$  N/m
- $d_{max} = 22$  mm (upraveno z výchozí hodnoty 20 mm);
- $c_{fc} = 1,00$  (fixní trhliny);
- $c_{ts} = 0,00$  (bez tahového zpevnění);
- $f_{sy} = 550$  MPa;
- $E_s = 200$  GPa.

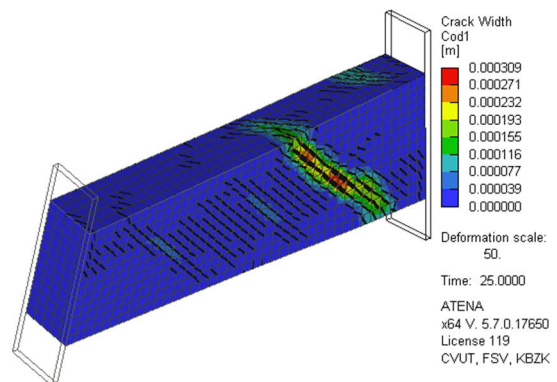
Ostatní parametry výpočtu jako typ a velikost konečných prvků, typ nelineárního řešiče, počet a velikost zatěžovacích kroků apod. byly zachovány z validačního modelu, viz výše. Jedinou změnou bylo nastavení možnosti až čtyřnásobného opakování zatěžovacího kroku v případě nedostatečné konvergence, a to se součiniteli délky kroku postupně 0,5 – 0,1 – 0,05 a 0,01.

##### 4.2. Výsledky

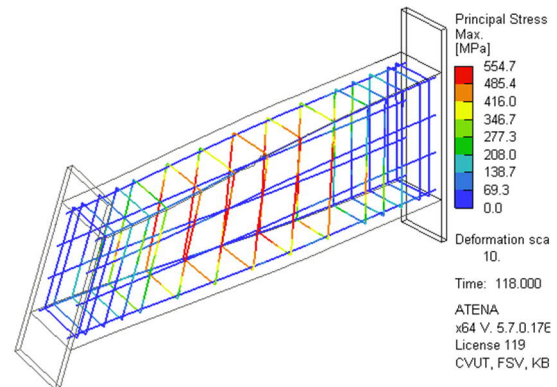
Analýzou referenčního modelu (viz Obrázek 6 a Obrázek 7) byl stanoven výchozí průběh pracovního diagramu a hodnoty krouticího momentu v rozhodujících okamžicích zatěžování:

- $T_c = 40,9$  kNm při  $\theta_{avg} = 0,069$  deg/m
- $T_s = 77,3$  kNm při  $\theta_{avg} = 0,939$  deg/m

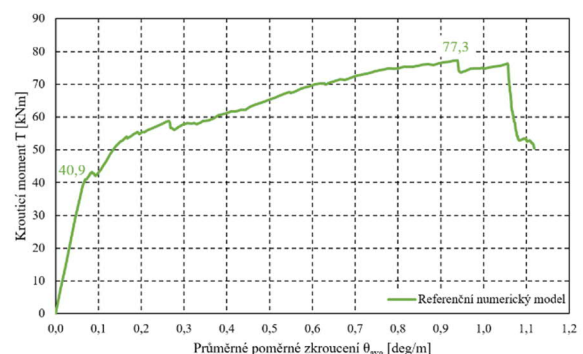
Referenční pracovní diagram ukazuje Obrázek 8.



Obrázek 6: Referenční numerický model po lokalizaci první smykové makrotrhliny – šířka primárních trhlin.



Obrázek 7: Referenční numerický model – napětí ve výztuži po dosažení maximální únosnosti modelu.



Obrázek 8: Referenční numerický model – pracovní diagram.

## 5. STUDIE CITLIVOSTI

Studie citlivosti byla provedena na modelech vycházejících z referenčního modelu popsaného v předchozí kapitole. Celkem bylo analyzováno 47 modelů pro 8 různých materiálových parametrů.

### 5.1. Zdůvodnění výběru některých materiálových parametrů

Pro studii citlivosti byly vybrány parametry uvedené v kapitole 2. Bez nutnosti vysvětlení je zřejmý výběr materiálových charakteristik popisujících pevnost a tuhost materiálu. Méně zřejmá ovšem může být volba dalších parametrů jako lomová energie, maximální velikost kameniva, koeficient fixace trhlin a koeficient tahového zpevnění. Tyto parametry jsou proto dále podrobněji popsány.

#### Lomová energie

Lomová energie  $G_f$  [N/m] zjednodušeně vyjadřuje míru odporu trhliny proti jejímu dalšímu šíření. Při vyšších hodnotách lomové energie je třeba vynaložit větší množství mechanické práce, aby došlo k rozvoji trhlin a naopak při nízkých hodnotách lomové energie se trhliny šíří téměř samovolně. Jelikož při namáhání kroucením dochází ke vzniku trhlin po celém obvodu průřezu, může hodnota lomové energie výrazně ovlivnit chování takto namáhaného prvku.

#### Maximální velikost kameniva

Maximální velikost kameniva  $d_{max}$  [mm] podle modifikované teorie kompresního pole (Vecchio & Collins, 1986) ovlivňuje smykovou únosnost betonu po vzniku trhlin, neboť bylo experimentálně zjištěno, že hrubý povrch trhliny dokáže v omezené míře přenášet smyková napětí (tzv. *aggregate interlock effect*). Tato smyková pevnost je mj. úměrná maximální velikosti kameniva dle vztahu:

$$f_{v,max} = 0,18 \cdot \frac{\sqrt{f_c}}{0,31 + \frac{2+w_c}{d_{max}+16}} \quad (3)$$

kde  $w_c$  je šířka trhliny.

#### Koeficient fixace trhlin

Koeficient fixace trhlin  $c_{fc}$  [-] vychází z teorie lomové mechaniky a popisuje jakým směrem se bude trhlina šířit (k šíření dochází pokud je v daném objemu poškozeného materiálu dostatek energie rovné lomové energii, viz výše).

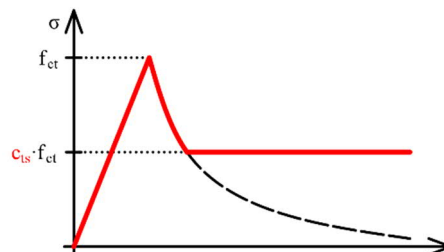
Při hodnotě  $c_{fc} = 1,00$  jsou trhliny tzv. plně fixní a šíří se výhradně v původním směru trhliny, bez ohledu na vývoj napjatosti v okolí jejího kořene.

Při hodnotě  $c_{fc} = 0,00$  jsou trhliny tzv. plně rotované a šíří se vždy ve směru aktuálního hlavního tahového napětí v okolí kořene trhliny.

Mezilehlé hodnoty určují, při jaké hodnotě poklesu tahové pevnosti vlivem změkčení (závislého na velikosti trhliny) dojde ke změně z rotovaných trhlin na fixní trhliny. Např. při hodnotě  $c_{fc} = 0,50$  dojde k fixaci trhlin pokud tahová pevnost poklesne pod 50 % původní hodnoty pevnosti neporušeného betonu.

#### Koeficient tahového zpevnění

Koeficient tahového zpevnění  $c_{ts}$  [-] popisuje míru příspěvku taženého betonu k tuhosti výztuže po vzniku trhlin, viz Obrázek 9. Např. hodnota  $c_{ts} = 0,5$  udává, že nemůže dojít k poklesu tahové pevnosti pod 50 % původní hodnoty ani po vzniku trhlin v betonu. Tento jev byl pozorován u výrazně vyztužených železobetonových prvků a doporučené hodnoty koeficientu  $c_{ts}$  jsou uvedeny např. ve *fib Model Code 2010*.



Obrázek 9: Význam koeficientu tahového zpevnění  $c_{ts}$ .

### 5.2. Hodnoty sledovaných materiálových parametrů

Tabulka 1 shrnuje uvažované hodnoty parametrů sledovaných v rámci studie citlivosti. Hodnoty byly obecně voleny v intervalu -50 % až +50 % od referenční hodnoty pro beton, -30 % až +30 % od referenční hodnoty pro betonářskou ocel a v celém intervalu 0 až 1 v případě koeficientů.

Tabulka 1: Hodnoty parametrů pro studii citlivosti (referenční hodnoty vyznačeny tučným písmem).

Vel.	Jedn.	1	2	3	4	5	6	7
$f_{ct}$	MPa	1,75	2,45	3,15	<b>3,50</b>	3,85	4,55	5,25
$E_c$	GPa	17,5	24,5	31,5	<b>35,0</b>	38,5	45,5	52,5
$G_f$	N/m	43,8	61,3	78,8	<b>87,5</b>	96,3	114	131
$d_{max}$	mm	4	8	16	<b>22</b>	32	-	-
$c_{fc}$	-	0,01	0,10	0,30	0,50	0,70	0,90	<b>1,00</b>
$c_{ts}$	-	<b>0,00</b>	0,01	0,10	0,25	0,50	0,75	1,00
$f_{sy}$	MPa	140	160	180	<b>200</b>	220	240	260
$E_s$	GPa	385	440	495	<b>550</b>	605	660	715

V rámci studie byl vždy zkoumán vliv změny jediného parametru, nikdy nebyl kombinován vliv změny více parametrů. Dvěma výjimkami byly materiálové vlastnosti závislé na výše uvedených parametrech. Vždy tedy byly dodrženy následující poměry veličin:

$$\frac{|f_{c0}|}{f_{ct}} \geq 2,1 \quad (4)$$

$$\frac{f_{su}}{f_{sy}} = 1,08 \quad (5)$$

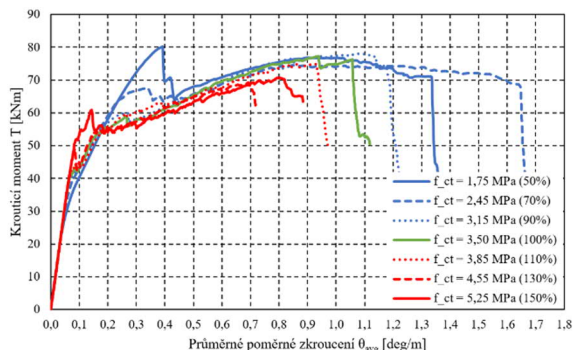
kde  $f_{c0}$  tlakové napětí na počátku drcení betonu  
 $f_{su}$  mez pevnosti výztuže

### 5.3. Pracovní diagramy

Následující obrázky zobrazují vliv jednotlivých materiálových parametrů na celkový průběh pracovního diagramu  $T-\theta_{avg}$ .

Obrázek 10 je věnován vlivu tahové pevnosti betonu. Dle očekávání dochází mnohem dříve ke vzniku trhlin u modelů s nižší tahovou pevností (viz okamžik výrazného poklesu tuhosti počáteční větve diagramu). Zároveň u modelů s nižší

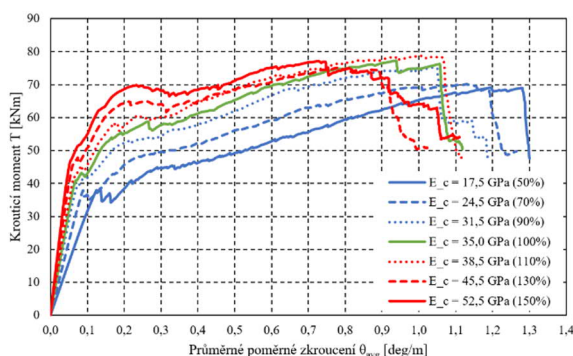
pevností dochází později ke zplastizování výztuže (viz vrchol pracovního diagramu). Překvapivým výsledkem je dosažení nejvyšší celkové únosnosti pro modely s nejnižší tahovou pevností betonu, a naopak nejnižší celkové únosnosti pro modely s vysokou tahovou pevností.



Obrázek 10: Vliv tahové pevnosti betonu – pracovní diagramy.

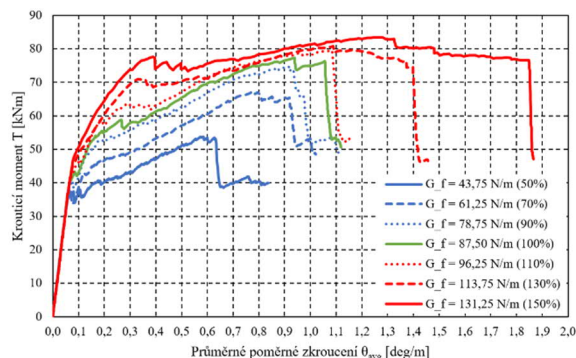
Atypické chování bylo pozorováno u modelu s tahovou pevností 1,75 MPa, který po vzniku trhlin vykázal pouze malý pokles tuhosti. Toto chování lze vysvětlit pozorováním rozvoje trhlin. Zatímco při běžném chování dochází po vzniku trhlin k rozvoji jedné (nebo nejvýše dvou) makrotrhlin, v případě modelu s pevností 1,75 MPa došlo k rovnoměrnému popraskání tělesa defacto v celé jeho ploše a až po dosažení maximální únosnosti došlo k lokalizaci jedné makrotrhliny a plnému aktivování výztuže, která byla předtím využita pouze přibližně ze 30 %. V tomto případě tedy maximální únosnost neodpovídá okamžiku zplastizování výztuže.

Obrázek 11 popisuje vliv modulu pružnosti betonu. Z grafu je zcela zřejmé rozlišení jednotlivých zkoumaných hodnot, kdy nižší modul pružnosti vede na nižší tuhost před i po vzniku trhlin a rovněž nižší únosnost jak v okamžiku vzniku trhlin, tak při zplastizování výztuže.



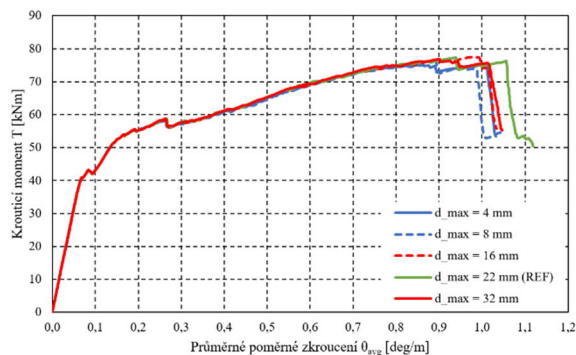
Obrázek 11: Vliv modulu pružnosti betonu – pracovní diagramy.

Obrázek 12 zobrazuje vliv lomové energie. Z hlediska únosnosti je její efekt podobný jako výše popsany efekt modulu pružnosti betonu. Vyšší hodnoty lomové energie vedou k vyšší únosnosti při vzniku trhlin i při zplastizování výztuže. Tuhost je ovšem ovlivněna pouze zanedbatelně a pro nižší hodnoty lomové energie dochází ke kolapsu při mnohem nižších hodnotách poměrného zkroutěním.



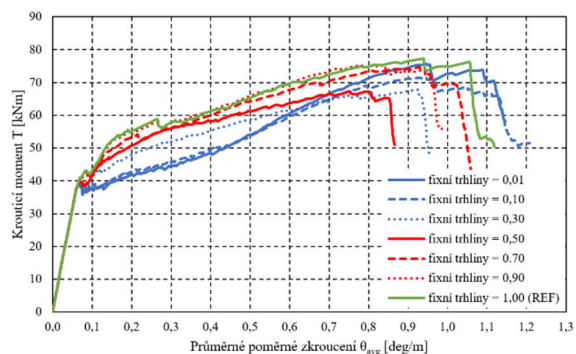
Obrázek 12: Vliv lomové energie betonu – pracovní diagramy.

Vliv maximální velikost kameniva ukazuje Obrázek 13. Na rozdíl od předchozích grafů má kamenivo (resp. smyková pevnost po vzniku trhlin, viz vztah (3)) zanedbatelný vliv na chování prvku. Je pozorován pouze malý vliv na hodnotu poměrného zkroutěním při dosažení meze kluzu výztuže.



Obrázek 13: Vliv maximální velikosti kameniva – pracovní diagramy.

Směr šíření trhlin, který zobrazuje Obrázek 14 nemá prakticky žádný významný vliv na únosnost při vzniku trhlin ani při zplastizování výztuže. Je ovšem pozorováno výrazné rozdílné chování krátce po vzniku trhlin, kdy model s fixními trhlinami ( $c_{fc} = 1,00$ ) poměrně výrazně zpevňuje, zatímco u modelu s téměř plně rotovanými trhlinami ( $c_{fc} = 0,01$ ) je patrné drobné změkčení a až následně pozvolný nárůst tuhosti.



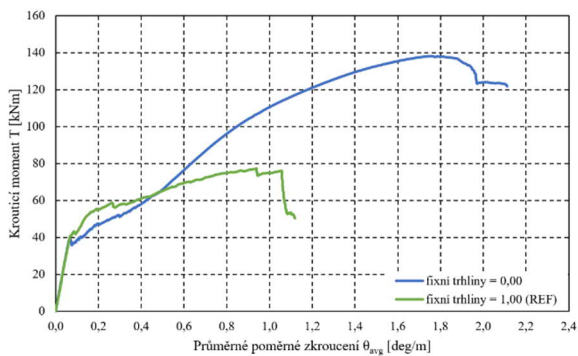
Obrázek 14: Vliv směru šíření trhlin – pracovní diagramy.

Z výše uvedeného grafu bylo cíleně vynecháno chování modelu s plně rotovanými trhlinami ( $c_{fc} = 0,00$ ), tzn. že za žádných okolností nedojde k fixaci šíření trhlin, ani pokud klesne

tahová pevnost vlivem poškozeno na 0 MPa. Značný rozpor mezi chováním s plně rotovanými a fixními trhlinami ukazuje Obrázek 15.

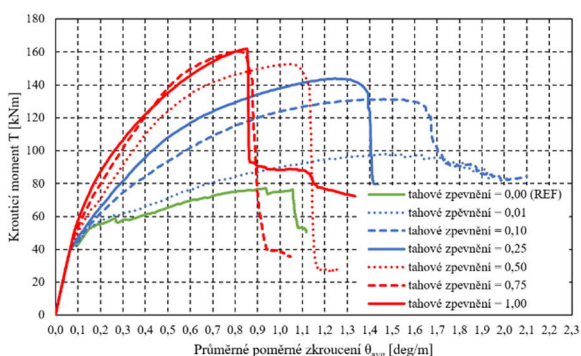
Autorovi článku se dosud nepodařilo dostatečně vysvětlit tento fenomén, ovšem velmi pravděpodobně souvisí s následujícím pozorováním:

- Po vzniku první makrotrhliny nedošlo ke vzniku dalších makrotrhlin v jiných částech nosníku jako u všech ostatních modelů. „Pás“ této jediné makrotrhliny se naopak začal postupně rozšiřovat až do okamžiku, kdy jeho šířka odpovídala téměř celé délce nosníku.
- Nikdy nebylo zaznamenáno drčení rohů průřezu po zplastizování výztuže, na rozdíl od všech ostatních modelů, u kterých bylo toto chování vždy zjištěno.



Obrázek 15: Vliv směru šíření trhlin – výrazný rozpor mezi plně rotovanými a fixními trhlinami.

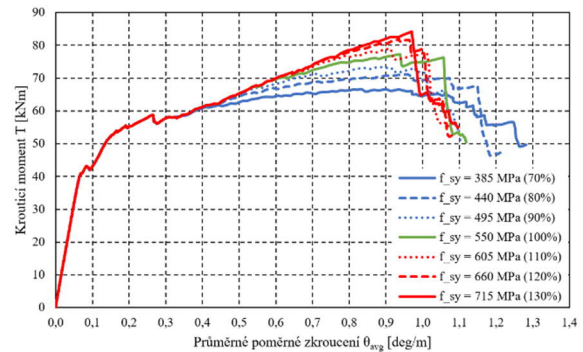
Obrázek 16 ukazuje vliv tahového zpevnění betonu. Zcela zřejmá je výrazná změna chování po vzniku trhlin, a to i pro velmi nízké hodnoty koeficientu  $c_{ts} = 0,01$  nebo  $c_{ts} = 0,10$ . Únosnost při dosažení meze kluzu velmi rychle narůstá a celkové chování neodpovídá běžným pozorováním při experimentálním zkoumání kroucených železobetonových prvků.



Obrázek 16: Vliv tahového zpevnění betonu – pracovní diagramy.

Vliv meze kluzu výztuže ukazuje Obrázek 17. Dle očekávání výztuž ovlivňuje chování prvku pouze po vzniku trhlin, přičemž dochází k ovlivnění jak únosnosti v okamžiku zplastizování výztuže, tak tuhosti prvku porušeného trhlinami. Pro výztuž z vyšší meze kluzu ovšem dochází k dosažení maximální únosnosti při nižších hodnotách poměrného zkroucení. Na tomto místě je vhodné zároveň zmínit, že u žádného modelu nebylo pozorováno dosažení meze pevnosti výztuže  $f_{st}$ .

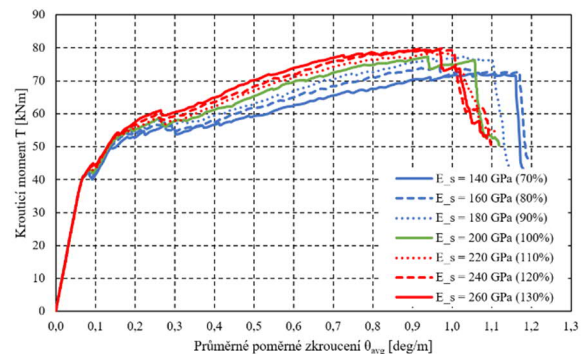
Ve všech případech byl dosažen vrchol pracovního diagramu krátce po dosažení meze kluzu výztuže  $f_{sy}$ . Nárůst napětí ve výztuži nad rámec meze kluzu nikdy nepřekročil hodnotu 5 MPa.



Obrázek 17: Vliv meze kluzu výztuže – pracovní diagramy.

Nakonec, Obrázek 18 zobrazuje vliv modulu pružnosti výztuže. Dle očekávání vykazují modely s nižším modulem pružnosti větší poměrné zkroucení při dosažení meze kluzu. Relativní rozdíl ve zkroucení jednotlivých modelů je ale mnohem menší než relativní rozdíl v modulech pružnosti výztuže. Z toho lze usuzovat, že beton přispívá k celkové tuhosti prvku i po jeho značeném porušení trhlinami.

Poměrně překvapivým výsledkem je viditelný vliv modulu pružnosti výztuže na únosnost při dosažení meze kluzu. Při zohlednění obecně velmi malého rozptylu hodnot modulu pružnosti výztuže je ovšem tento vliv defacto zanedbatelný, jelikož betonářská ocel téměř nikdy nenabývá hodnot  $E_s$  mimo interval 180 až 220 GPa.



Obrázek 18: Vliv modulu pružnosti výztuže – pracovní diagramy.

#### 5.4. Statistické vyhodnocení výsledků

Výše uvedené komplexní pracovní diagramy jsou dále statisticky vyhodnoceny, a to se zaměřením na vliv jednotlivých parametrů na kroučící moment při vzniku trhlin  $T_c$  a kroučící moment v okamžiku zplastizování výztuže  $T_s$ .

Kvantitativně je vyhodnocení provedeno pomocí lineární regrese, tedy proložení datových bodů přímkou, která minimalizuje chybu metodou nejmenších čtverců. Příмка je popsána rovnicí:

$$y = a \cdot x + b \quad (6)$$

kde  $y$  je měřená (závislá) proměnná  
 $x$  je předepsaná (nezávislá) proměnná

$a, b$  koeficienty přímky určující sklon a výšku

Kvalitativní vyhodnocení je provedeno pomocí Pearsonova korelačního koeficientu:

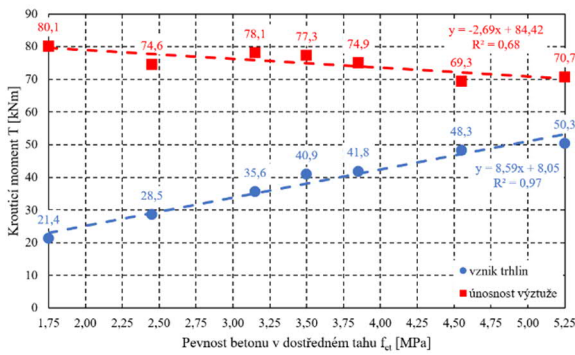
$$R = \frac{1}{n-1} \cdot \sum \left[ \frac{(x_i - \bar{x})}{\sigma_x} \cdot \frac{(y_i - \bar{y})}{\sigma_y} \right] \quad (7)$$

kde  $\sigma_x, \sigma_y$  jsou směrodatné odchylky proměnné  $x$  a  $y$

Pearsonův koeficient v intervalu  $\langle -1; 1 \rangle$  vyjadřuje míru s jakou se naměřená data blíží bodům na regresní přímce, přičemž kladné hodnoty blízké 1 značí vysokou pozitivní korelaci dat a záporného hodnoty blízké -1 značí vysokou negativní korelaci dat.

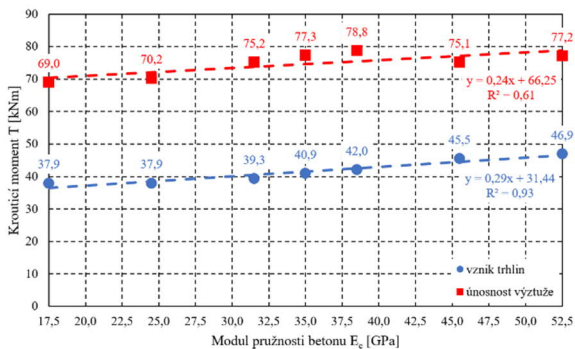
Dále v textu bude kvalita korelace hodnocena druhou mocninou Pearsonova koeficientu  $R^2$ , tzv. koeficientem determinace. Pokud se jeho hodnota blíží 1, lze s vysokou mírou jistoty předpokládat, že závislost mezi zkoumanými veličinami je skutečně lineární.

Vyhodnocení vlivu tahové pevnosti betonu uvádí Obrázek 19. Je zřejmá vysoká pozitivní korelace únosnosti při vzniku trhlin a relativně slabá záporná korelace při zplastizování výztuže.



Obrázek 19: Vliv tahové pevnosti betonu na únosnost v kroucení.

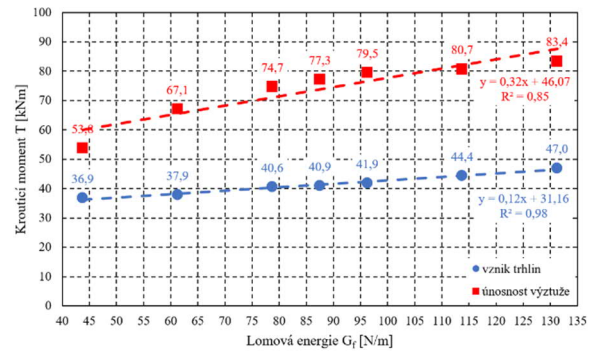
Obrázek 20 zobrazuje vliv modulu pružnosti betonu, který pozitivně ovlivňuje obě posuzované únosnosti v kroucení. Korelace v okamžiku vzniku trhlin je silnější.



Obrázek 20: Vliv modulu pružnosti betonu na únosnost v kroucení.

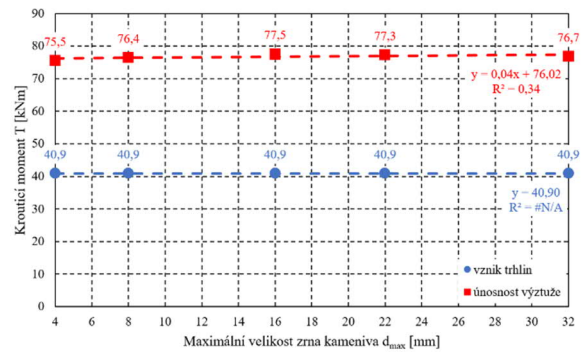
Obrázek 21 udává vliv lomové energie betonu. Ta má pozitivní vliv na únosnost v okamžiku vzniku trhlin i v okamžiku dosažení meze kluzu výztuže. Korelace je v obou případech velmi silná, ačkoliv u zplastizování výztuže

lze pozorovat jistý pokles na konci zkoumaného intervalu, který by musel být potvrzen rozšířením naměřených dat.



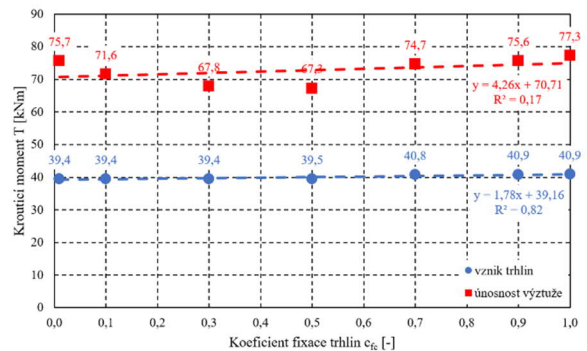
Obrázek 21: Vliv lomové energie betonu na únosnost v kroucení.

Zanedbatelný vliv maximální velikosti zrna kameniva na únosnost v kroucení byl již diskutován v předchozí kapitole a je potvrzen rovněž v rámci statistického vyhodnocení, viz Obrázek 22. Z grafu je zřejmý nulový vliv na únosnost při vzniku trhlin a téměř nulový vliv na únosnost v okamžiku dosažení meze kluzu výztuže.



Obrázek 22: Vliv maximální velikosti kameniva na únosnost v kroucení.

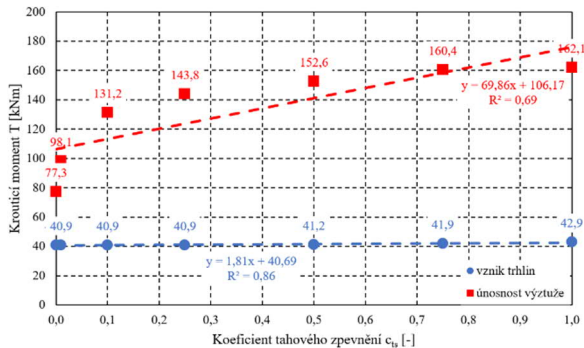
Z vyhodnocení vlivu směru šíření trhlin je opět vyřazen model s plně rotovanými trhlinami ( $c_{fc} = 0,00$ ), viz diskuze v předchozí kapitole. Vliv na oba sledované typy únosností je zcela zanedbatelný. Vliv na únosnost v okamžiku dosažení meze kluzu výztuže je navíc velice slabě korelován.



Obrázek 23: Vliv směru šíření trhlin na únosnost v kroucení.

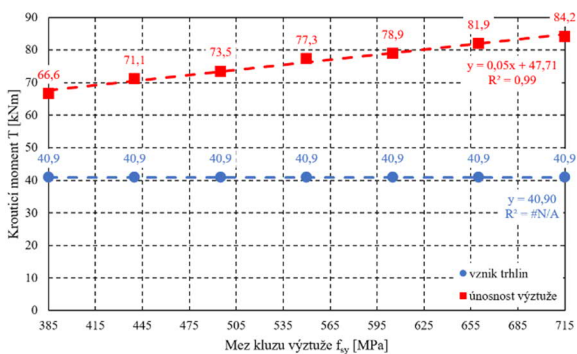
Vliv tahového zpevnění na únosnost v kroucení zobrazuje Obrázek 24. Je patrné, že tahové zpevnění ovlivňuje pouze

únosnost v okamžiku zplastizování výztuže. Jak bylo diskutováno v předchozí kapitole, nárůst únosnosti v závislosti na koeficientu tahového zpevnění  $c_{ts}$  je extrémně vysoký a neodpovídá reálným pozorováním na experimentálních tělesech.



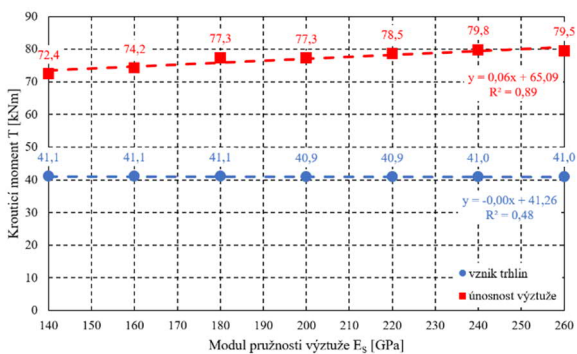
Obrázek 24: Vliv tahového zpevnění betonu na únosnost v kroucení.

Obrázek 25 ukazuje vyhodnocení vlivu meze kluzu výztuže, která dle očekávání pozitivně ovlivňuje pouze únosnost v okamžiku zplastizování výztuže s velmi silnou korelací.



Obrázek 25: Vliv meze kluzu výztuže na únosnost v kroucení.

Modul pružnosti výztuže rovněž ovlivňuje pouze únosnost v okamžiku zplastizování výztuže. Korelace dat je silná, ovšem při zohlednění tradičně velmi nízkého rozptylu hodnot modulu pružnosti výztuže je patrné, že vliv na únosnost je z praktického hlediska zanedbatelný.



Obrázek 26: Vliv modulu pružnosti výztuže na únosnost v kroucení.

## 6. SHRNUTÍ A ZÁVĚR

V předloženém článku byl na experimentálně validovaných numerických modelech zhodnocen vliv osmi důležitých materiálových parametrů na průběh pracovního diagramu  $T-\theta_{avg}$  krátkého železobetonové nosníku s obdélníkovým průřezem vystaveného čistému kroucení. Speciálně byl podrobně statisticky vyhodnocen vliv těchto materiálových parametrů na únosnost při vzniku trhlin  $T_c$  a únosnost v okamžiku dosažení meze kluzu výztuže  $T_s$ .

Z nelineární numerické analýzy provedené na téměř 50 modelech v programu ATENA Science vyplývají následující závěry:

- Tahová pevnost betonu  $f_{ct}$ , modul pružnosti betonu  $E_c$ , lomová energie betonu  $G_f$  a mez kluzu výztuže  $f_{sy}$  mají výrazný vliv na chování i únosnost kroucených železobetonových prvků
- Maximální velikost kameniva  $d_{max}$  a modul pružnosti výztuže  $E_s$  nemají žádný nebo jen zcela zanedbatelný vliv na chování a únosnost kroucených železobetonových prvků.
- Směr šíření trhlin (v článku vyjádřený koeficientem fixace trhlin  $c_{fc}$ ) ovlivňuje chování krouceného prvku pouze krátce po vzniku trhlin, ale nemá téměř žádný vliv na únosnost v kroucení (pro koeficient v intervalu 0,01 až 1,00).
- Uvážení plně rotovaných trhlin ( $c_{fc} = 0,00$ ) vede na fyzikálně nereálné chování prvku s extrémním rozšiřováním jediné makrotrhliny.
- Tahové zpevnění betonu (v článku vyjádřené koeficientem tahového zpevnění  $c_{ts}$ ) vede na chování prvku, které neodpovídá pozorování během experimentů, a to i pro velice nízké hodnoty koeficientu, např.  $c_{ts} = 0,01$ . Tento jev se dosud autorovi článku nepodařilo spolehlivě objasnit.

Uvedené závěry ukazují, že pro věrohodnou numerickou simulaci železobetonových prvků s masivních průřezem vystavených kroucení je třeba přesná znalosti nejméně 4 následujících materiálových parametrů:

- pevnost betonu v dostředném tahu;
- modul pružnosti betonu;
- lomová energie betonu;
- mez kluzu výztuže.

Při provádění experimentálních zatěžovacích zkoušek kroucených prvků, které mají sloužit jako podklad pro následnou numerickou (příp. jinou) analýzu by proto vždy měly být výše uvedené materiálové vlastnosti stanoveny, a to s maximální možnou přesností.

Stanovení přesných hodnot některých z uvedených parametrů přitom může představovat náročný úkol, především v případě pevnosti betonu v dostředném tahu (viz např. Tipka (2017)) a v případě lomové energie s vyloučením vlivu *size effectu* (viz např. RILEM (1985) a Xu et al. (2018)).

Nelze s jistotou vyloučit, že na chování kroucených prvků nemají vliv i některé další materiálové parametry, které nebyly v tomto článku zkoumány.

## 7. PODĚKOVÁNÍ

Tento článek vznikl jako součást řešení projektu Studentské grantové soutěže SGS21/043/OHK1/1T/11 – *Analýza chování mostních konstrukcí s prvky z UHPC*. Autor by tímto chtěl poděkovat za podporu.

Poděkování patří rovněž Ing. Lukáši Boháčkovi za laskavé poskytnutí experimentálních dat kroucených železobetonových nosníků, která byla využita v tomto článku.

## Literatura

- Coulomb, C-A. (1776). Sur une application des regles maximis et minimis a quelques problems de statique, relatives a l'architecture, *Acad Sci Paris Mem Math Phys*. **7**, 343-382.
- Červenka, V. & Jendele, L. & Červenka, J. (2018). *ATENA Program Documentation – Part 1 – Theory*. Prague.
- Čítek, D. & Blažková, A. et al. (2020). *Expertní zpráva: Zatěžovací zkoušky železobetonových sloupů v kroucení*. Praha. Kloknerův ústav.
- 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 206+A1 (2017). *Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*. Praha: ÚNMZ.
- ČSN EN 10080 (2005). *Ocel pro výztuž do betonu – Svařitelná betonářská ocel – Všeobecně*. Praha: ČNI.
- de Borst, R. (1986). *Non-linear analysis of frictional materials*. Delft. Ph.D. Thesis. Delft University of Technology.
- Elices, M. & Guinea, G. V. & Planas, J. (1997). On the measurement of concrete fracture energy using three-point bend tests, *Materials and Structures*. **30**, 375-376.
- fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn. ePDF ISBN 978-3-433-60408-3.
- Jásiński, R. (2017). Identification of the Parameters of Menétrey-Willam Failure Surface of Calcium Silicate Units, *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.* **245**, 032045.
- Menétrey, P. & Willam, K. J. (1995). Triaxial failure criterion for concrete and its generalization, *ACI, Structural Journal* **92(3)**, 311-318.
- Mohr, O. (1900). Welche Umstände bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch eines Materials?, *Zeit des Ver Deut Ing.* **44**, 1524-1530.
- Paul, B. (1968). Generalized pyramidal fracture and yield criteria, *Int J Solids Struct.* **4**, 175-196.
- RILEM Draft Recommendation (1985). Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams, *Materials and Structures*. **18**, 287-290.
- Tipka, M. (2017). *Tahové vlastnosti konstrukčních vláknobetonů*. Praha. Disertační práce. České vysoké učení technické v Praze. Fakulta stavební. Katedra betonových a zděných konstrukcí. Školitel: Vašková, J.
- Vecchio, F. J. & Collins, M. P. (1986). Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear, *ACI Journal, Proc.* **83(2)**, 219-231.
- Vítek, J. L. & Boháček, L. & Průša, J. & Křístek, V. (2020). Torsion of Rectangular Concrete Section, In *Examples for The Design of Reinforced and Prestressed Concrete Members Under Torsion – An ACI Technical Publication – Symposium Volume*. 111-130.
- Vecchio, F. J. & Collins, M. P. (1986). Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear, *ACI Journal, Proc.* **83(2)**, 219-231.
- Xu, P. & Ma, J. & Zhang, M. & Ding, Y. & Meng, L. (2018). Fracture Energy Analysis of Concrete considering the Boundary Effect of Single-Edge Notched Beams, *Advances in Civil Engineering*, 2018(9), 1-10.



# BETONOVÉ MOSTY STŘEDNÍCH ROZPĚTÍ NA VYSOKORYCHLOSTNÍCH TRATÍCH

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

Tato práce je věnována úvodu do problematiky mostů středních rozpětí na vysokorychlostních tratích. Zásadním aspektem při návrhu mostní konstrukce vysokorychlostních tratí je odezva na zatížení dynamického charakteru, která při vysokých rychlostech vlakových souprav vznikají.

Práce popisuje problematiku dynamického zatížení železničních mostů. Věnuje se způsobům konstrukčního řešení pro mosty s rozpětí polí 25-35m. Představené idealizované průřezy nosníků jsou podrobeny dynamické analýze, která ukazuje benefity využití betonových mostních průřezů. V závěru je pozornost věnována vlivu parametrů hmotnosti a tuhosti na dynamickou odezvu konstrukce.

Motivací práce je nalezení vhodné geometrie betonového průřezu a její propojení s principy prefabrikace. Důsledkem toho by došlo k usnadnění výstavby a úspoře prostředků při výstavbě mostů vysokorychlostních tratí v ČR. Tento článek je úvodem pro další výzkum vedoucí ke zrychlení výstavby za využití prefabrikace na vysokorychlostních tratích.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Vysokorychlostní trať, dynamická analýza, most, prefabrikace

## ABSTRACT

The presented paper is dedicated to the subject matter of bridges with medium spans carrying a high-speed rail. The main focus during bridge design is the response to dynamic loading due to the high speed of the train.

The presented work describes the dynamic loading of railway bridges. It takes a look into the constructional solutions of bridges with a span in the range of 25 to 35 meters. Introduced ideal cross-sections of various shapes and materials are subjects to dynamic analysis which shows us the benefits in the application of concrete cross-sections. In the last part, the paper focuses on the effects of individual parameters of mass and stiffness with the connection to the dynamic response.

The main motivation is to find a convenient concrete cross-section and combination with the prefabrication process. The idea behind motivation is a possibility that could save us resources and accelerate the construction of high-speed rails in the Czech republic. The paper is the introduction for future research to accelerate construction by using prefabrication methods on the construction of the high-speed rails.

## KEYWORDS

High speed railway, dynamic analysys, bridge, precast

## 1. ÚVOD

Projekty stavbeb vysokorychlostních tratí na území české republiky s sebou přináší potřebu přemostění řady stávajících komunikací, vodních toků a terénních překážek. Návrh mostních konstrukcí pro traťové rychlosti přesahující 200km/h s sebou přináší značná dynamická zatížení, která musí být v návrhu zohledněna a značným způsobem tak ovlivňují charakter mostních konstrukcí.

V současné době na našem území probíhá příprava pilotních projektů rychlých spojení. Pro projektování vysokorychlostních tratí v minulých letech vznikla řada studií a podkladových materiálů vycházející ze zkušeností zahraničních kolegů, zejména z Francie a Rakouska. Na základě těchto podkladů se preferovaným řešením mostních konstrukcí středních rozpětí polí (cca 35m) stávají ocelobetonové spřažené konstrukce. Německo naopak preferuje předpjaté mostní konstrukce na těchto tratích.

Tato práce reprezentuje snahu o nalezení efektivního použití betonových průřezů na mostech středních rozpětí. Hlavním cílem je nalezení vhodné geometrie betonového mostního průřezu pro rozpětí cca 20-35m, její propojení s technologií prefabrikace a v ideálním případě standardizace takového řešení pro lokální podmínky ČR. Pomyslným vzorem pro tuto myšlenku je Čínský systém SBBs.

### 1.1. Vysokorychlostní tratě

Historie vysokorychlostních tratí (dále jen VRT) sahá do 50. a 60. let minulého století, kdy se touto myšlenkou dopravy začali zabývat v Japonsku a Francii. Následoval rozvoj v evropských zemích jako je Itálie, Německo, Španělsko a Velká Británie. Aktuálně je boom VRT znatelný zejména v asijských zemích jako je Čína, Taiwan a Jižní Korea. V současné době probíhá stavba prvních úseků VRT i v Kalifornii.

VRT jsou tratě umožňující vlakové soupravě dosažení rychlosti 250km/h a větších. V ČR se lze setkat s označením „rychlá spojení“. Plány Evropské unie, k jejíž plněním se ČR zavázala v roce 2011 je kompletní síť evropských VRT do roku 2050.

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

Skrze území ČR by v budoucnu mělo pomoci VRT dojít k propojení evropských měst jako jsou Drážďany, Wrocław, Katowice, Bratislava nebo Vídeň a zakomponování našich významných měst do této sítě.

## 1.2. Dynamické zatížení

Vlakové soupravy projíždějící rychlostí přesahující 200km/h generují značná dynamická zatížení podobným Rayleiovým vlnám. Jedná se o povrchové vlnění s kruhovým charakterem jehož následkem je oscilace povrchu. Jedná o zatížení technickou seismicitou jejíž účinky je nutno analyzovat a návrh mostu uzpůsobit.

Z dynamické pohybové rovnice vynuceného kmitání lze stanovit parametry, které mají hlavní vliv na dynamickou odezvu konstrukce. Jsou jimi tuhost, hmotnost, útlum a časový průběh zatížení.

$$K\tau(t) + C\dot{r}(t) + M\ddot{r}(t) = f(t) \quad (1)$$

Hmotnost zahrnuje vlastní tíhu samotné konstrukce, ale i dalších stálých konstrukcí a vybavení mostního svršku, které ovlivňují dynamické chování. Tuhost je dána průřezovými a materiálovými charakteristikami nosné konstrukce. Tyto dvě složky jsou v moci mostního inženýra a jeho návrhu.

Průběh zatížení je odvozený od použitého vlaku a traťové rychlosti. Zatížení definuje norma formou HSLM sestav nebo výrobce konkrétní vlakové soupravy.

Útlum je klíčovým parametrem dynamické analýzy, jehož hodnotu nelze spolehlivě odhadnout. Hodnota je zde ovlivněna použitým materiálem a jeho vadami, skladbou kolejového svršku nebo charakterem deformace. Z tohoto důvodu jsou v eurokódu uvedeny doporučené spodní meze předpokládaného útlumu, které vychází z měření na již realizovaných konstrukcích.

## 1.3. Požadavky na mosty HSR

Na VRT tratích se jako kritické parametry při posouzení ukazují omezení ze strany posudku mezního stavu použitelnosti. Eurokód ČSN EN 1990 ed.2 hlídá parametry jako je natočení koncového příčnicku, průhyb konstrukce, ale také zrychlení konstrukce. Snahou je zaručení dostatečného komfortu jízdy pro cestující. S ohledem na rozsah prezentované práce byly pro popis chování konstrukce prozatím vybrány parametry průhybu a zrychlení konstrukce. Pro zvolený typ konstrukcí se limitní hodnoty těchto parametrů vyskytují ve středu rozpětí. Zároveň však byly ověřovány hodnoty zrychlení konstrukce cca ve čtvrtině rozpětí, které se blížily hodnotám ve středu pole.

## 2. DYNAMICKÁ ANALÝZA ŽELEZNIČNÍCH MOSTŮ

Pro názorné představení problematiky dynamického chování mostního průřezu byly vybrány tři varianty příčných řezů vhodné pro řešené rozpětí (25-35m). Jedná se o známé konstrukční varianty betonového dvoutrámu, betonových předpjatých nosníků se spřahující deskou a ocelových nosníků se spřahující deskou. Pro použití na tratích VRT byly použity robustnější rozměry a aplikovány způsobilosti drážních staveb.

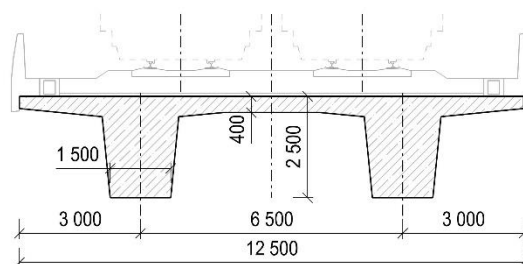
U všech průřezů bylo použito shodné dvoukolejné uspořádání s kolejovým ložem splňující požadavky na rychlost 300km/h dle vnitřního předpisu SŽ. S ohledem na charakter uvedeného dokumentu nemůže být mostní svršek blíže specifikován.

Pro účely této práce byla vybrána modelová situace:

- Konstrukce o jenom poli rozpětí 30m
- Statické schéma prostý nosník
- Konstrukční výška průřezu  $h=2/25L$
- Přímé směrové i výškové vedení

### 2.1. Betonový dvoutrám

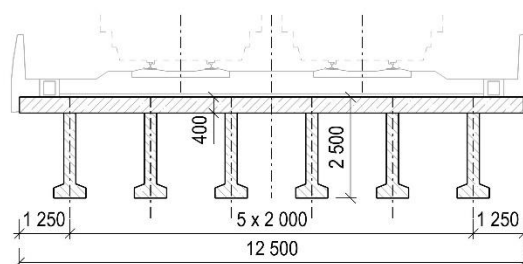
Dvoutrámový průřez z předpjatého betonu, který pro aplikaci na VRT využívá větší šířky trámů a s tím rostoucí hmotnosti i tuhosti. Jedná se o systém používaný na německých VRT, kde nahrazuje předpjaté komorové průřezy u menších rozpětí.



Obrázek 1 - Betonový dvoutrám

### 2.2. Betonové spřažené nosníky

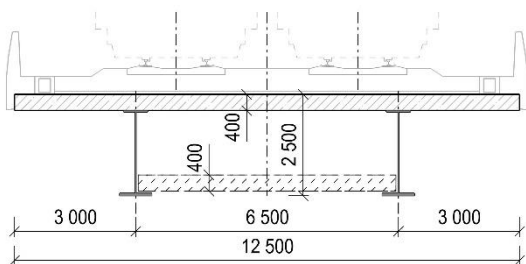
Nosníky z předpjatého betonu se spřahující deskou. Pro využití na VRT lze předpokládat větší počet nosníků. S ohledem na relativně malou hmotnost jednotlivých nosníků umožňuje toto řešení využití prefabrikace v evropských podmínkách. Obdobné řešení je známé na řadě evropských VRT a aktuálně aplikované při výstavbě VRT v Kalifornii.



Obrázek 2 - Betonové spřažené nosníky

### 2.3. Ocelobetonový spřažený průřez

Dvojice ocelových nosníků se spřahující železobetonovou deskou je na novostavbách českých železnic preferovaný systém pro střední rozpětí polí. Na VRT ve Francii je průřez často modifikován pomocí spodní železobetonové desky, která zvyšuje hmotu průřezu a v nadpodporových oblastech spojitých nosníků i tuhost.



Obrázek 3 - Ocelobetonový spřažený průřez

#### 2.4. Způsob modelování

Nosná konstrukce byla modelována pomocí roštové náhrady. Diskretizace hmoty a zadání dynamického zatížení v podélném směru byly umožněny uzly umístěnými po vzdálenosti 1m. Správnost výpočetního modelu byla ověřena na zjednodušeném prutovém modelu. Pro betonový dvoutrám byl vytvořen ověřující deskostěnový model. Základními materiály jsou beton pevnostní třídy C35/45 a konstrukční ocel S355 s materiálovými vlastnostmi dle eurokódu. Pro výpočet bylo použito výpočetních softwarů MIDAS Civil a SCIA Engineer.

#### 2.5. Způsob modelování

Průřezové charakteristiky zvolených průřezů a klíčové hodnoty statických zatížení jsou shrnuty v tabulce číslo 1. Průřez předpjatých betonových nosníků vychází z tuhosti betonového dvoutrámu, avšak s redukovanou hmotností. Vyšší hmotnost betonového dvoutrámu se projevila nižší hodnotou vlastní frekvence.

Ocelobetonový spřažený průřez je reprezentován svým základním tvarem a následně i variantou se spodní betonovou deskou. Přestože se jedná o shodný průřez, ve kterém je deska modelována formou zatížení, dochází rovněž k redukci hodnoty vlastní frekvence u těžšího průřezu. U ocelobetonových průřezů nebyly uvažovány průřezové charakteristiky betonu s trhlinami. Získané výsledky zejména deformací lze považovat za nadhodnocené.

Tabulka 1 - Srovnání průřezů

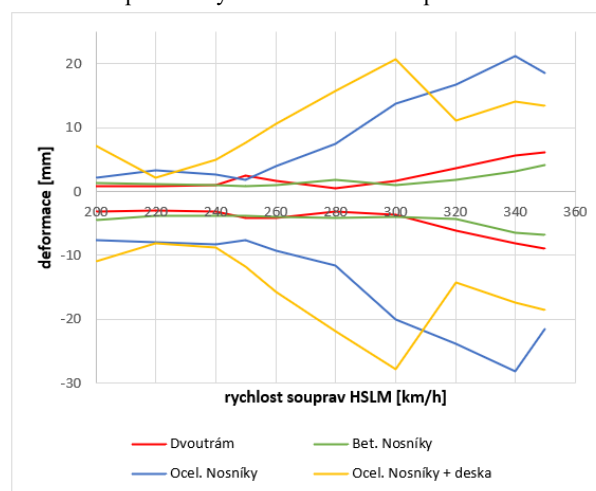
		Dvoutrám	Bet. Nosníky	Ocel. Nosníky	Ocel. Nos. +balast
A	[m <sup>2</sup> ]	12.180	9.680	1.055	1.055
M	[kN/m]	304.5	242.0	143.8	143.8
I	[m <sup>4</sup> ]	6.972	6.944	0.577	0.577
E	[GPa]	34.1	34.1	210.0	210.0
EI	[GNm <sup>2</sup> ]	237.6	236.6	121.2	121.2
c	[-]	0.010	0.010	0.005	0.005
$\omega_M$	[Hz]	3.927	4.206	3.511	3.145
$\omega_T$	[Hz]	6.735	4.748	3.985	3.569
G	[kN/m]	140.0	140.0	140.0	210.0

Odezva konstrukce s ohledem na rychlost projíždějících souprav byla pro názornost popsána pomocí grafu č. 1 a 2. Grafem zobrazené křivky jsou obalovými křivkami modelů HSLM A1 až A10.

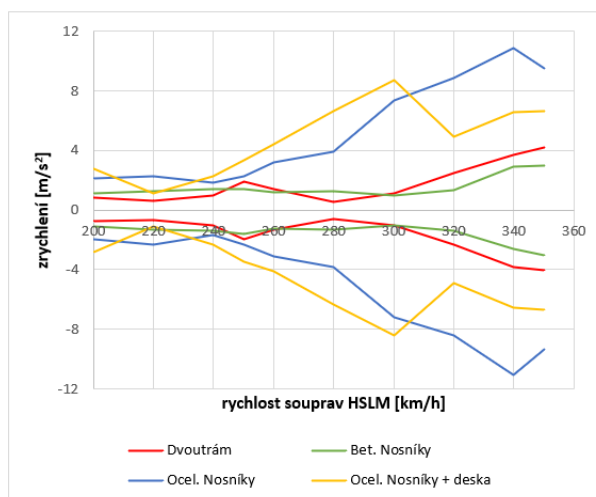
Dle níže uvedených grafů vykazuje průřez využívající předpjaté nosníky plošší křivku deformace i zrychlení. Průřez je z hlediska dynamické odezvy stabilnější. Tento jev je zejména patrný s rostoucí rychlostí.

V případě ocelobetonových spřažených průřezů dochází k obdobnému průhybu avšak při rozdílných rychlostech (přetížený průřez má maximální odezvy při 300km/h). Hlavní rozdíl se projevuje u zrychlení, kdy přetížená konstrukce vykazuje menší hodnoty zrychlení.

Při srovnání betonových oproti ocelobetonovým variantám je z grafů patrný pozitivní vliv většího materiálového útlumu betonu. Betonové průřezy vykazují menší hodnoty zrychlení i průhybu vyplývající z větší tuhosti i hmotnosti. Vhodným naladěním ocelobetonového průřezu by jistě bylo dosaženo přijatelnějších hodnot deformací, zejména účinná by pak byla změna konstrukční výšky průřezu. Principu odladění betonového průřezu byla věnována další kapitola.



Obrázek 4 - Průhyb porovnávaných průřezů



Obrázek 5 - Zrychlení porovnávaných průřezů

### 3. VLIV PARAMETRŮ PRŮŘEZU

Pro podrobnější popis a pochopení vlivu průřezových charakteristik byla vypracována následující parametrická studie. Všechny náležitosti konstrukce jako je šířkové uspořádání, statické schéma, rozpětí, ostatní stálá a dynamická zatížení odpovídají výše popisovanému postupu. Následující postup uvažuje změnu pouze jednoho ze vstupních parametrů průřezu (A, I<sub>y</sub>, E), zatímco ostatní jsou zachovány.

Jako výchozí bod byly zvoleny průřezové charakteristiky odpovídající průřezu předpjatého dvoutrámu.

- Plocha průřezu A = 6,0 m<sup>2</sup>
- Moment setrvačnosti I<sub>y</sub> = 7,0 m<sup>4</sup>
- Pevnostní třída C35/45 (E=34,1 GPa)

Následná studie se zaměřuje pouze na betonové průřez. Snahou bylo sestavit krajní hodnoty rozsahů, které respektují materiál a technologii předpínání. Jednotlivé parametry průřezu byly upravovány po 5% krocích, případně po pevnostní třídě. Toto podrobné dělení nepřineslo zvláštní zjištění a proto jsou z důvodu čitelnosti grafů prezentovány křivky po 10% krocích.

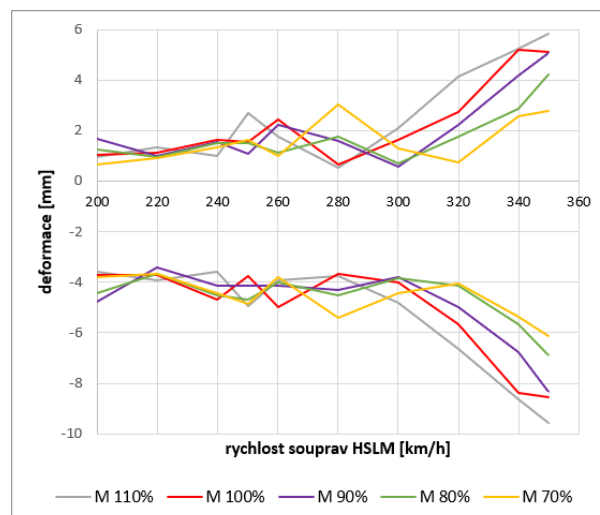
Cílem parametrické studie je definovat vliv jednotlivých parametrů na dynamickou odezvu konstrukce. Získané poznatky by následně mohly vézt k návrhu vhodné geometrie průřezu nebo jako podklad pro práci na typovém řešení.

#### 3.1. Změna hmotnosti

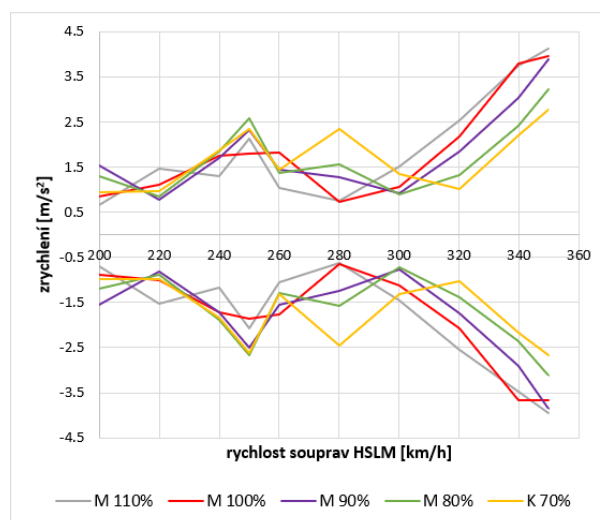
Prvním představovaným fenoménem je vliv hmotnosti betonového průřezu na dynamické chování konstrukce. Výchozí dvoutrámová konstrukce je na grafech reprezentována červenou křivkou M100%.

S rostoucí hmotností klesá hodnota vlastní frekvence kmitání. Dle přiložených výsledkových grafů lze pozorovat do určité míry příznivý vliv snižující se hmotnosti. Za nejideálnější průběh průhybu lze označit zelenou křivku M80% (hmotnost odpovídající nosníkovému průřezu).

Zajímavější vliv hmotnosti je patrný z grafu popisující vliv hmotnosti na svislé zrychlení průřezu. Se snižující hmotností zde roste odolnost průřezů v rychlostech nad 300km/h a naopak dochází k nárůstu hodnot zrychlení u rychlostí cca 250km/h.



Obrázek 6 - Průhyb dle změny hmotnosti



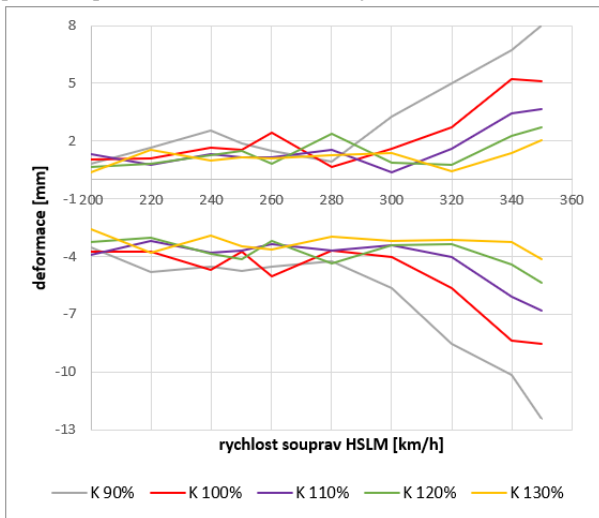
Obrázek 7 - Zrychlení dle změny hmotnosti

### 3.2. Změna tuhosti

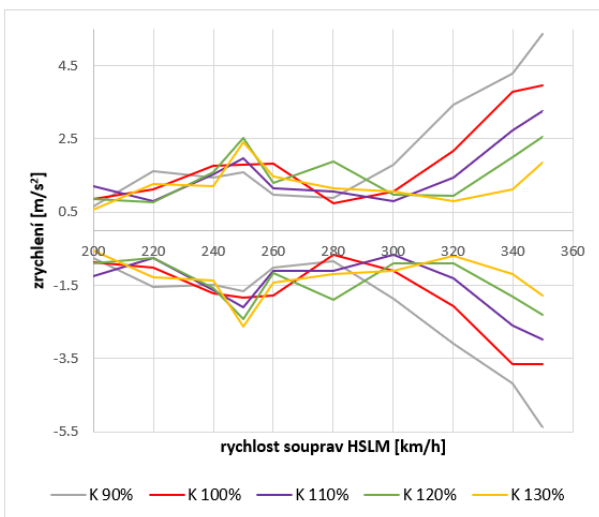
Druhý krok analýzy byl věnován vlivu tuhosti průřezu reprezentované změnou  $I_y$ , tedy postup úpravy geometrie. Úprava momentu setrvačnosti může představovat změnu výšky průřezu, nebo například úpravu geometrie, kdy je přesouvána hmota od středu průřezu k jeho krajům.

S rostoucí tuhostí roste hodnota vlastní frekvence kmitání. Z grafu průhybu je pak patrné, že s rostoucí tuhostí průřezu dochází ke zplošťování křivky průhybů, což se pozitivně projevuje zejména ve vyšších traťových rychlostech.

U grafu popisující vývoj zrychlení je vliv tuhosti více komplexní. V nižších traťových rychlostech se jako vhodnější jeví průřezy méně tuhé, které vykazují menší extrém v okolí rychlosti 250 km/h. Naopak se zvyšující se rychlostí je pozitivní přínos větší tuhosti znatelnější.



Obrázek 8 - Průhyb dle změny tuhosti

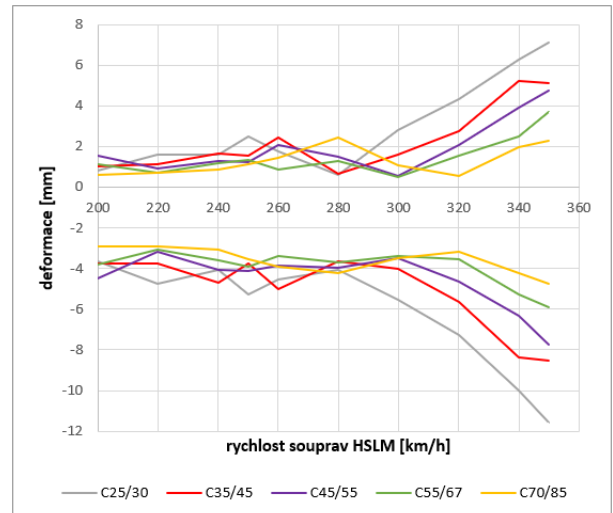


Obrázek 9 - Zrychlení dle změny tuhosti

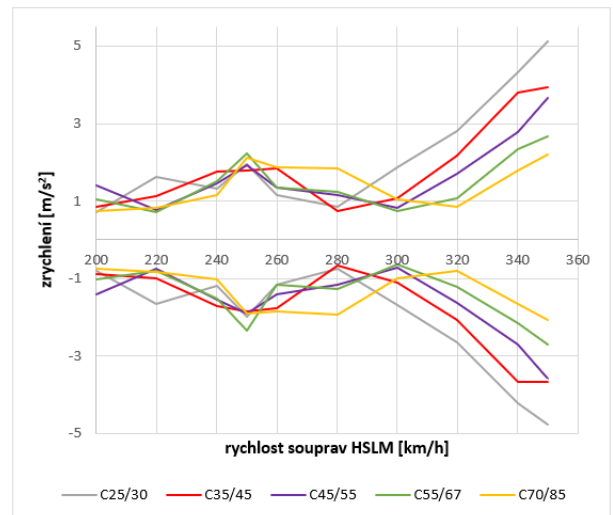
### 3.3. Změna modulu pružnosti

Závěrem byl zkoumán vliv použití kvalitnějších betonových směsí. Vyšší pevnostní třída se projevila zvyšováním tuhosti průřezu díky rostoucímu modulu pružnosti. Mezi další benefity se řadí větší odolnost proti vlivům prostředí. Naopak zápornou stránkou je nárůst ceny materiálu, zejména u konstrukcí kde není úspora materiálu hlavním cílem.

Zvýšení hodnoty modulu pružnosti má přímý vliv na tuhost a proto se grafy vyvíjí obdobným způsobem jako v předchozí kapitole. Využití pevnostní třídy C45/55 namísto C35/45 má přínos srovnatelný se zvýšením tuhosti o 10%.



Obrázek 10 - Průhyb dle změny modulu pružnosti



Obrázek 11 - Zryhčení dle změny modulu pružnosti

### 3.4. Shrnutí

Dle výše uvedených grafů se jako problematické jeví rychlostní spektra kolem 250 a 350 km/h. Pro další zkoumání by bylo vhodné rozšířit zkoumaný rozsah za hranici 350 km/h a tím lépe popsat trend v okolí této rychlosti.

Pro zkoumané rozpětí se jako vhodné jeví použití průřezů s vyšší tuhostí a menší hmotností v porovnání s představeným předpjatým dvourámem. Přínos kvalitnějších betonů je z hlediska dynamické odezvy znatelný, avšak zvyšování tuhosti průřezu lze docílit i vhodnou změnou geometrie.

#### 4. ZÁVĚR

Mosty VRT jsou charakteristické svými masivními rozměry se značnou konstrukční výškou. Touto kombinací je bráněno účinkům dynamického zatížení, které vzniká při vysokých rychlostech vlakových souprav. Proto se vliv hmotnějších a tužších betonových průřezů spolu s vlídnější normovou hodnotou útlumu ukazuje jako pozitivní a vzniká tak prostor pro aplikaci betonu na VRT. Možnou překážkou této iniciativy je nedůvěra dotčených orgánů vůči technologii předjatého betonu.

Od původního záměru aplikace UHPC v rámci nosných prvků bylo s ohledem na závěrečnou část práce upuštěno. Materiál reprezentuje velkou odolnost vůči vlivům prostředí i vysokou hodnotu modulu pružnosti, avšak v kontextu značných rozměrů konstrukce je neekonomický.

Pro další postup budou aplikovány menší kroky v rychlostním rozpětí, pravděpodobně po 10km/h. Další nutnou úpravou je posunutí horního rychlostního spektra alespoň o 20%. Tímto bude prověřeno celé kritické spektrum rychlostí kolem 350km/h.

Hlavním cílem budoucího postupu je stanovení vhodné geometrie průřezu pro jednotlivé rozsahy rozpětí pole. Z dosavadních poznatků se pozitivní přínos masivních a těžkých průřezů s rostoucím rozpětím pole snižuje. Zkoumání vztahů mezi těmito veličinami v souvislosti se změnou rozpětí by mohlo být dalším krokem.

Jedním z důležitých aspektů pro budoucí postup je nalezení vhodného způsobu modelování kolejového lože. Zejména se jedná o vlastnosti kolejového lože spojené s útlumem.

## Reference

ČSN EN 1990 ed. 2 (ČSN 73 0002): *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Ed. 2. Praha: ČNI, 2021.

ČSN EN 1991-2 ed. 2 (ČSN 73 6203): *Eurokód: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Ed. 2. Praha: ČNI, 2018.

*Manuál pro projektování VRT ve stupni DÚR*. Praha, 2020.

VLASÁK, Martin a Filip KUTINA. *Technicko-Provozní studie - Technická řešení VRT: Subsystém INF - Mosty*. Praha, 2017.

DELGADO, Raimundo, Rui CALCADA a António CAMPOS E MATOS. *Bridges for high speed railways*. London, UK: Taylor and Francis Group, 2009. ISBN 978-0-415-47147-3.

DAI, gonglian, Miao SU a Y. Frank CHEN. Design and Construction of Simple Beam Bridges for High-Speed Rails in China: Standardization and Industrialization. In: *The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering* [online]. 2016, s. 274-282 [cit. 2021-03-24]. Dostupné z: doi:10.3846/bjrbe.2016.32

# VÍCEKRITERIÁLNÍ OPTIMALIZACE BETONOVÉ LÁVKY S VYUŽITÍM VIZUÁLNÍHO PROGRAMOVÁNÍ

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 sestavením programu pro vícekriteriální optimalizaci tvaru betonové lávky. Úloha byla definována v prostředí zásuvného modulu Grasshopper 3D programu Rhinoceros. Jedná se o jazyk a prostředí pro vizuální programování. Pomocí jednotlivých komponent byl zadán tvar konstrukce, zatížení, podpory a byl proveden statický výpočet. K nalezení optimálního tvaru konstrukce byl použit genetický algoritmus s nedominovaným řazením (NSGA-II). Výsledky optimalizace byly zpracovány pomocí shlukové analýzy k-průměrů. Získaný tvar byl použit pro vytvoření 3D modelu bednění a přípravu podkladů pro výrobu na CNC stroji.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Vizuální Programování • Rhinoceros • Grasshopper 3D • Karamba3D • Wallacei X • Optimalizace • NSGA-II • Shluková Analýza

## ABSTRACT

This paper deals with the compilation of a program for multi-objective optimization of the concrete footbridge shape. The whole task was defined in Grasshopper 3D plugin that runs within Rhinoceros program. It is a visual programming language and an environment. Using individual components the shape, loads and supports were defined and a structural analysis was performed. A non-dominated sorting genetic algorithm (NSGA-II) was used to find the optimum shape. The results were processed using k-means clustering algorithm. The obtained shape was used to create a 3D model of a formwork and for preparation of materials for CNC machining.

## KEYWORDS

Visual Programming • Rhinoceros • Grasshopper 3D • Karamba3D • Wallacei X • Optimization • NSGA-II • Cluster Analysis

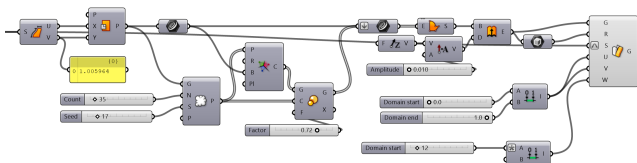
## 1. ÚVOD

Jedním z nástrojů digitalizace stavebnictví a nástupcem tradičních metod projektování je vizuálního programování. Jedná se o způsob tvorby programů, kde příkazy nejsou zadávány textově, ale jsou znázorněny graficky (např. v podobě bloků) a jsou vzájemně propojené. Výhodou je, že uživatel nemusí znát syntaxi daného programovacího jazyka a stačí pouze přehledně popsání jednotlivých bloků. Snižují se tím překážky při učení a umožňuje to i neprogramátorům (jako jsou stavební inženýři a architekti) využít tento nástroj při své činnosti.

Tento článek se věnuje vytvoření programu s využitím vizuálního programování, pomocí kterého lze parametricky definovat tvar betonové lávky pro pěší a následně ho optimalizovat pomocí genetického algoritmu.

## 2. DEFINICE ÚLOHY

Úloha byla definována pomocí zásuvného modulu Grasshopper 3D (GH) programu Rhinoceros. Jedná se o jazyk a prostředí pro vizuální programování, kde lze parametricky zadat požadovaný tvar konstrukce pomocí jednotlivých komponent z nabídky. Tyto komponenty můžeme rozdělit do dvou skupin. První provádí jisté úkony (např. vytvoření křivky, rozdělení plochy, posun nebo kopie geometrie apod.), druhá skupina obsahuje data (numerickou nebo geometrickou informaci). Komponenty disponují vstupy a výstupy a lze je vzájemně propojit (viz Obr. 1).



Obrázek 1: Ukázka propojení komponent v prostředí GH.

Konstrukce se skládá ze dvou prvků - spodní nosné desky a mostovky. Tvar spodní desky je řízený třemi podélnými NURBS křivkami<sup>1</sup> třetího stupně. Každá křivka má tři řídicí body, u kterých je možné parametricky měnit polohu. Mostovka, která slouží pro přenos zatížení, kopíruje horní obrys nosné desky a má s ní společně některé řídicí body.

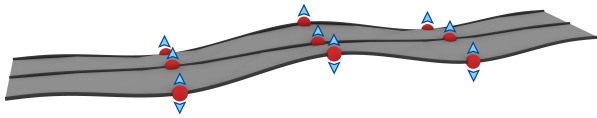
<sup>1</sup>NURBS křivka je učena řídicími body, váhami těchto řídicích bodů, stupněm a vektorem parametrizace

\* Školitel: prof. Ing. Petr Štemberk, Ph.D., D.Eng.



Obrázek 2: Vizualizace lávky.

Spodní desku je možné vylehčit např. pomocí otvorů, jejichž velikost a polohu lze získat vygenerováním tzv. Voroného diagramu<sup>2</sup> (viz Obr. 2). Parametry otvorů mohou být předmětem další optimalizace. V tomto článku je však uvažováno s plnými deskami konstantní tloušťky o šířce 0,3m a rozpětí 1,8m.

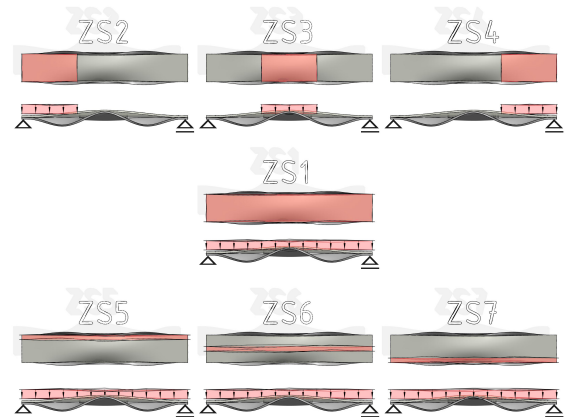


Obrázek 3: Definice tvaru spodní desky pomocí řídicích křivek a bodů.

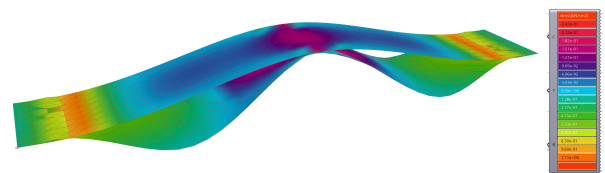
## 2.1. Výpočet pomocí MKP

Pro statický výpočet konstrukce byl použit GH doplněk Karamba3D, který umožňuje provádět MKP analýzu prostorových příhradových vazníků, rámu a skořepin. Kromě standardních nástrojů obsahuje algoritmy pro optimalizaci průřezu a topologie prvků, ploch výztuže nebo se dá využít k simulaci boulení čerstvé směsi při 3D tisku. Výpočetní jádro Karamby podporuje využití více vláken procesoru a dokáže provést velké množství výpočtu za velmi krátkou dobu, a to jak při lineární i nelineární analýze (Vierlinger 2013). Při změně vstupních parametrů je tedy možné zobrazit výsledky s okamžitou odezvou.

Plochám, které byly vytvořeny v předešlém kroku, byly pomocí komponent Karamby přiřazeny materiálové a průřezové charakteristiky, definovány kloubové podpory a zatížení. Staticky byla konstrukce uvažována jako prostě uložená deska. Velikost plošného zatížení je  $5kN/m^2$  a celkem bylo uvažováno sedm zatěžovacích stavů:



Obrázek 4: Schéma zatížení.



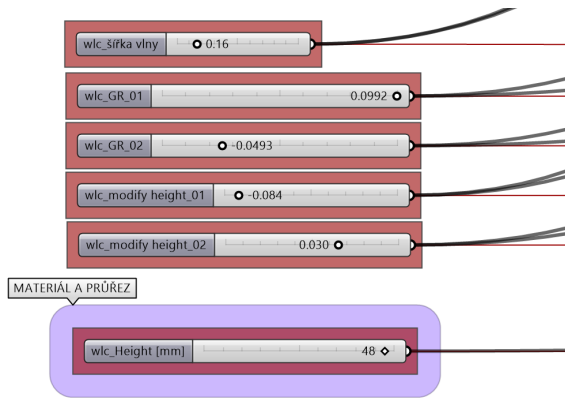
Obrázek 5: Průběh hlavního napětí  $\sigma_1$  pro ZS1.

## 2.2. Vícekriteriální optimalizace

K nalezení optimálního tvaru konstrukce byl zvolen genetický algoritmus. Předmětem optimalizace byly polohy řídicích bodů a tloušťka nosné desky. Jednalo se celkem o 6 parametrů, které do úlohy vstupovaly v podobě tzv. jezdců. Jsou to GH komponenty, které nabývají číselné hodnoty v závislosti na poloze jezdce a zadaném rozsahu (viz. Obr. 6). V tomto případě se jednalo o 4565 různých hodnot a počet možných řešení byl  $6,7 \cdot 10^{15}$ .

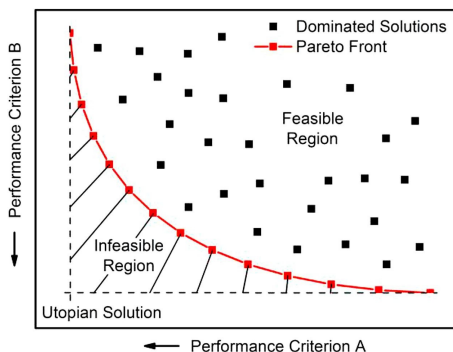
<sup>2</sup>Voroného diagram je způsob rozdělení plochy na oblasti podle dané množiny bodů





Obrázek 6: Vstupní parametry v podobě jezdců.

Hodnoceno bylo celkem 5 kritérií: tloušťka desky, hmotnost konstrukce, průhyb, maximální tahové napětí a poměr celkového počtu konečných prvku k prvkům v tlaku. Jedná se tedy o více-kritériální optimalizaci, kde výsledkem není jedno řešení ale tzv. Pareto fronta. Na Obr. 7 je zobrazen graf, který představuje řešení optimalizační úlohy. Cílem bylo minimalizovat kritéria A a B. Červeně je znázorněna Pareto fronta a body, které se na ní nachází, představují nedominovaná řešení. To znamená, že žádné řešení v prostoru není stejné nebo lepší. A zároveň již nelze tato řešení vylepšit, aniž by bylo zhoršeno jedno z kritérií (Schweidtmann et al. 2018).

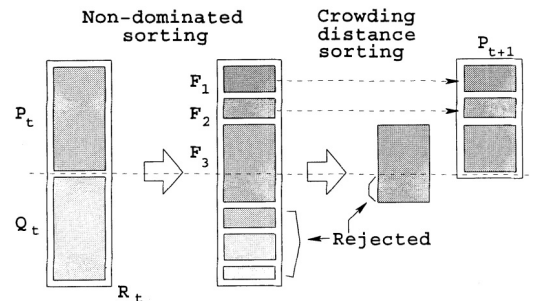


Obrázek 7: Pareto fronta (Schweidtmann et al. 2018).

Optimalizace byla provedena pomocí GH doplňku Wallacei X, který hledá minima jednotlivých kritérií a k nalezení Pareto fronty používá NSGA-II algoritmus<sup>3</sup>. Diagram daného algoritmu je zobrazen na Obr. 8. Na počátku je náhodně vytvořena výchozí populace  $P_0$  o velikosti  $N$ . Ta je následně seřazena na základě dominance a každému řešení je přiřazené pořadí. Následují standardní genetické operátory (jako je turnajový výběr, křížení a mutace) a je vytvořena populace potomků  $Q_0$  o velikosti  $N$ . Jelikož je každá další generace porovnávaná s předešlým nejlepším nedominovaným řešením, jsou následující kroky algoritmu ukázány na generaci číslo  $t$ . Nejdřív je vytvořena populace  $R_t$  sloučením  $P_t$  a  $Q_t$  a je opět seřazena na základě dominance. Algoritmus pak zkontroluje násobnost dominance jedinců. Pokud jedinec není dominován žádným dalším řešením, přesouvá se na první místo v pořadí a je umístěn do množiny  $F_1$ . Jedinci, které jsou dominováni právě jed-

<sup>3</sup>NSGA-II (Non-dominated Sorting Genetic Algorithm II) je genetický algoritmus s nedominovaným řazením

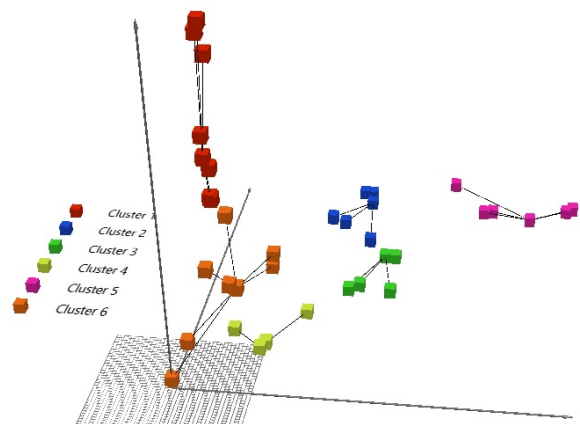
ním řešením, jsou přesunuty na druhé místo a jsou umístěni do množiny  $F_2$ . Tento postup se provede u každého jedince. Množiny jsou následně seřazeny od  $F_1$  po  $F_i$  a přenáší se do výchozí populace následující generace  $P_{t+1}$ . Po naplnění se celý proces opakuje s novou generací (Deb et al. 2002).



Obrázek 8: Diagram algoritmu NSGA-II (Deb et al. 2002).

### 3. VÝSLEDKY A DISKUZE

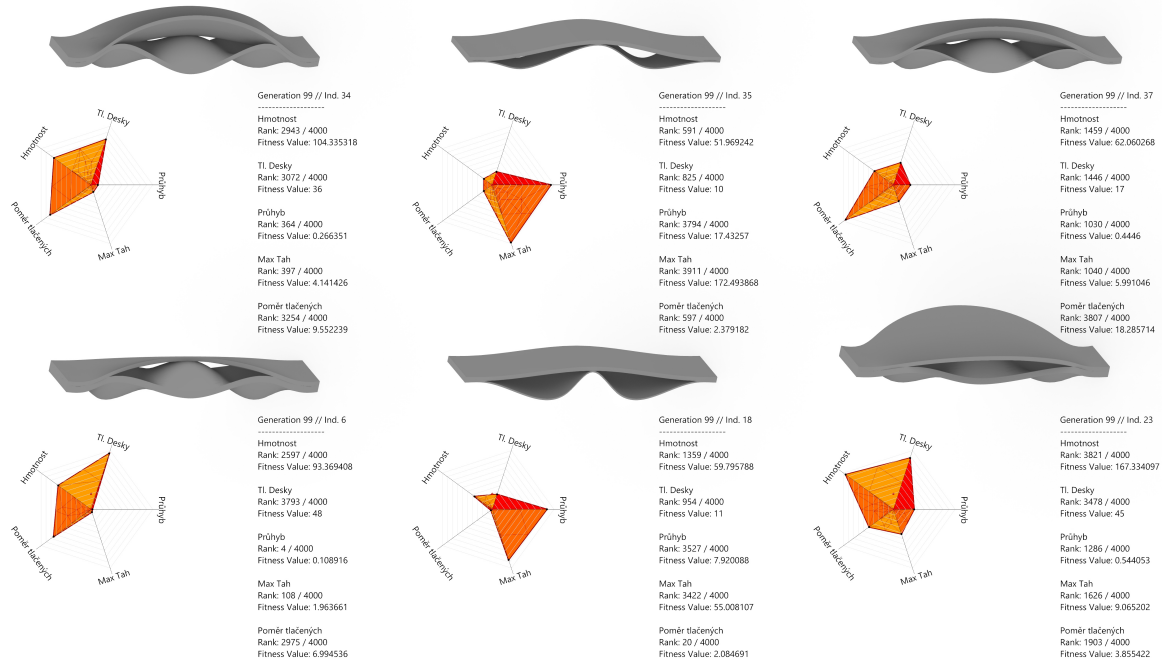
K interpretaci výsledků byly použity nástroje doplňku Wallacei X. Jedním z nich je i shluková analýza metodou k-průměrů (k-means clustering). Jedná se o způsob třídění dat na určitý počet shluků (počet  $k$  je parametr zadávaný uživatelem). Pro každý shluk je definován centroid, pro který platí, že součet vzdáleností jednotlivých objektů ve shluku je k tomuto centroidu minimální. Použitím eukleidovské vzdálenosti je centroidem vektor průměrů a jde tedy o metodu k-průměrů (Hricová 2011). Celý proces je iterační - nejdříve jsou náhodně zvoleny centroidy a jsou k nim přiřazeny objekty. V dalším kroku jsou centroidy přepočítány tak, aby šlo o těžiště shluků, a jsou k nim opět přiřazeny objekty. Tyto kroky se opakují, dokud se poloha centroidů neustálí. Na Obr.9 je znázorněno roztržení poslední generace do šesti shluků.



Obrázek 9: Roztržení poslední generace pomocí shlukové analýzy.

Na Obr. 13 je pak zobrazen PCP graf<sup>4</sup> pro šest centroidů téže generace, které byly nalezeny pomocí shlukové analýzy. Pět svislých os představuje hodnotící kritéria a lze na nich odečíst jednotlivé hodnoty pro každý z centroidů.

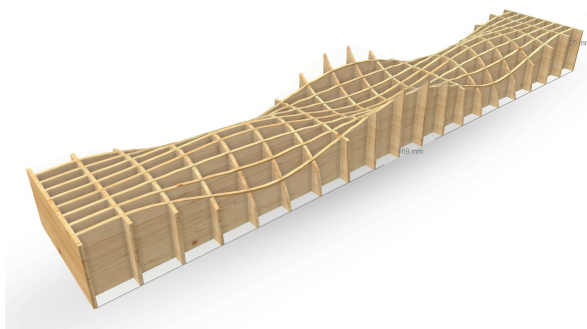
<sup>4</sup>Parallel Coordinate Plot - graf s rovnoběžnými souřadnicemi



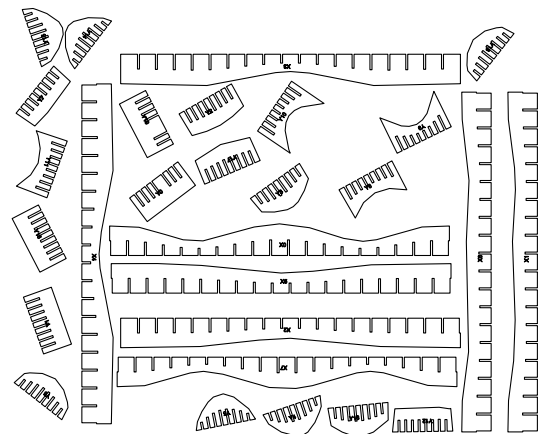
Obrázek 10: Přehled tvarů a hodnotících parametrů šesti centroidů té generace.

Tabulka 1: Přehled hodnot parametrů šesti centroidů té generace.

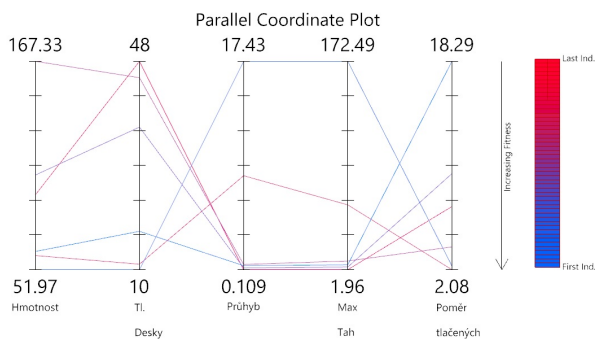
Gen. č.100 Jedinec	Kritéria	Hmotnost [kg]	TL. Desky [mm]	Průhyb [mm]	Max. Tah [MPa]	Poměr tlačných prvků [-]
č. 6		93.37	48	0.11	1.96	6.99
č. 18		59.80	11	7.92	55.01	2.08
č. 23		167.33	45	0.54	9.07	3.855
č. 34		104.34	36	0.27	4.14	9.55
č. 35		51.97	10	17.43	172.49	2.38
č. 37		62.06	17	0.44	5.99	18.29



Obrázek 11: 3D pohled na bedněň



Obrázek 12: Podklad pro CNC stroj.



Obrázek 13: Graf s rovnoběžnými souřadnicemi pro dvanáct centroidů.

Na Obr. 9 jsou zobrazeny tvary šesti centroidů generace č.100, včetně hodnot parametrů a radarového grafu, což je obdoba PCP grafu. Pro přehlednost jsou tyto parametry zobrazeny v Tab. 1. Šedě jsou zvýrazněny nejnižší hodnoty parametrů. Tmavě je pak zvýrazněn jedinec č. 37, který má nejnižší průměr těchto hodnot.

Dalším krokem by byla příprava bednění a zhotovení lávky. K tomu lze přímo využít vybraný optimalizovaný tvar a v prostředí Grasshopper 3D vytvořit parametrický model bednění např. v podobě tzv. waffle structure (viz. Obr. 11). Tento model bednění lze opět pomocí nástrojů GH rozložit na jednotlivé komponenty a upravit tím podklad pro CNC obráběcí stroj.

#### 4. ZÁVĚR

Na tomto příkladě optimalizace betonové lávky byly ukázány možnosti a s nimi spojené výhody vizuálního programování. Bez větších znalostí programovacích jazyků lze efektivně definovat celou úlohu. Pomocí předem připravených komponent lze provést nejen statický výpočet, ale např. i analýzu klimatických podmínek, energetické simulace, optimalizaci pomocí evolučních algoritmů a získaná data rovnou použít pro digitální fabrikaci. Implementace vizuálního programování v praxi pomůže zrychlit digitalizaci stavebnictví a zvýšit efektivitu a konkurenceschopnost stavebních inženýrů a architektů.

#### PODĚKOVÁNÍ

Tento článek vznikl za finanční podpory ČVUT v Praze v rámci projektu SGS21/044/OHK1/1T/11.

#### Reference

- Deb, K., Pratap, A., Agarwal, S. & Meyarivan, T. (2002), 'A fast and elitist multiobjective genetic algorithm: Nsga-ii', *IEEE Transactions on Evolutionary Computation* **6**(2), 182–197.
- Hricová, J. (2011), Metoda k-průměrů, Master's thesis, Univerzita Karlova v Praze.
- Schweidtmann, A. M., Clayton, A. D., Holmes, N., Bradford, E., Bourne, R. A. & Lapkin, A. A. (2018), 'Machine learning meets continuous flow chemistry: Automated optimization towards the pareto front of multiple objectives', *Chemical Engineering Journal* **352**, 277–282.
- Vierlinger, R. (2013), Multi objective design interface, Master's thesis, University of Applied Arts Vienna.

# PROPERTIES OF WATERTIGHT CONCRETE WITH DIFFERENT DESIGN APPROACH

Zdeněk Hlavsa, \*

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

## ABSTRAKT

Předmětem článku je shrnutí diplomové práce autora, která se zabývá porovnáním celkem pěti variant betonových směsí navržených pro vodonepropustné betonové konstrukce, tzv. bílé vany. Hlavní důraz byl kladen na omezení tvorby trhlin, respektive jejich šířky, vznikající v konstrukci, neboť právě trhliny jsou častou příčinou poruch těchto typů konstrukcí. Za tímto účelem byl proveden komplexní experiment, ve kterém byly varianty betonových směsí podrobeny zkouškám čerstvého a ztvrdlého betonu. Hlavními sledovanými parametry byly mechanické vlastnosti betonu: pevnost v tlaku, pevnost v příčném tahu, statický modul pružnosti a hloubka průsaku tlakovou vodou. Dále bylo sledováno smrštění betonu při různých způsobech uložení vzorku a vývin teplot od hydratačního tepla po průřezu konstrukce. Získané výsledky byly dále aplikovány v teoretickém výpočtu šířky trhliny podle *fib* Model Code for Concrete Structures 2010. Výpočet šířky trhliny přináší zajímavé výsledky a jasně demonstruje jaký parametr čerstvého betonu má největší vliv na tvorbu trhlin v rané fázi jeho zrání.

## KLÍČOVÁ SLOVA

vodonepropustný beton • bílá vana • hydratační teplo • smrštění betonu • šířka trhliny

## ABSTRACT

The subject of the article is a brief summary of author's diploma thesis which deals with a comparison of five concrete mixes designed for watertight concrete structures, so-called white tanks. The main emphasis was placed on the limitation of crack widths. Cracking may cause leakage, which would be a significant obstacle of a reliable function of these structures. For this purpose, a complex experiment was conducted, where the different types of concrete were subjected to the tests of fresh and hardened concrete. The main monitored parameters were mechanical properties of concrete: compression strength, splitting tensile strength, static modulus of elasticity, and depth of penetration of water under pressure. Shrinkage of concrete was also monitored in different environmental conditions. Heat of hydration was measured in early stage of hardening. Obtained results were further applied in a theoretical calculation of crack width using the *fib* Model Code for Concrete Structures 2010. Calculation of crack widths brought interesting results and demonstrated which parameter of fresh concrete has the most influence on the crack development in the early phase of concrete maturation.

## KEYWORDS

watertight concrete • white tank • heat of hydration • shrinkage of concrete • crack width

\* Supervisor: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc.

## 1. INTRODUCTION

To ensure a suitable function of a watertight structure (so-called "white tank") it is necessary to pay attention to several aspects of the design. First of all, detailed design documentation has to be drawn taking into account the simplest transfer of loads to the foundation joint, design of sufficient amount of reinforcement, and adequate tightening elements to ensure water-tightness of all joints and openings. It is equally important to use a concrete mixture of suitable composition which provides resistance against penetration of water under pressure and eliminates cracking as much as possible.

Cracks are most often a consequence of tensile stresses which are induced mostly by uneven volumetric changes during the hydration, maturation, and subsequent drying of concrete. Predominantly, heat released during the hydration process can cause a large temperature gradient between the core and surface of the structure which can cause stress exceeding the current tensile strength of concrete and thus causing cracks in the structure. Also drying shrinkage can have a severe impact on volumetric changes later on during the service life of the structure.

Considering only the concrete mixture, there are several ways to limit the number of cracks and their width in the watertight structure. One approach is to use an admixture that can react with water present in the cracks and create crystalline formation filling the cracks and making the concrete waterproof again. The second option is to avoid the creation of cracks preferably by reducing volumetric changes induced by temperature gradients and by shrinkage. One way to reduce the temperature gradient is to limit the content of clinker in cement, e.g. using blast-furnace cement (BFC). Another approach could be using steel fibers for carrying the tension in concrete. In the following section, an experiment is described investigating five different concrete mixes to reduce crack width by improving the properties of concrete. The results are taken from the author's diploma thesis (Hlavsa 2020).

## 2. EXPERIMENT

### 2.1. Concrete mixes

Five different concrete mixtures were investigated in this experiment. Specification of the concrete was determined as C 30/37 with exposure classes X0, XC1-4, XD1-2, XF1, XA1-2. Depth of penetration of water under pressure was limited to 35 mm. The compressive strength of the concrete was tested after 90 days. This specification was selected due to high demand by contractors for this type of structures. Two types of cement were used for this experiment: portland slag cement (PSC) CEM II/B-S 32,5 R (cement plant Radotín) and blast-furnace cement (BFC) CEM III/B 32,5 L -

Table 1: Composition of concrete mixes.

Materials	Concrete mix					Unit
	REF	XYP	PCO	FIB	PSH	
PSC	x	x	-	x	-	kg m <sup>-3</sup>
BFC	-	-	x	-	x	kg m <sup>-3</sup>
Fly ash	12.3	12.3	25	12.3	25	%
w/c	0.40	0.41	0.42	0.39	0.40	-
Addition	-	CA	-	SF	SRA	-
Amount	-	20	-	20	1.5	kg m <sup>-3</sup>

CA - crystalline admixture  
SF - steel fibers  
SRA - shrinkage-reducing admixture

LH/SR (cement plant Mokra). Natural excavated aggregate was used with a maximum size of the grain 22 mm. Designation of individual concrete mixes and their composition can be seen in Table 1. Concrete mix REF is a basic and also a reference concrete mixture for this experiment. It contains PSC and has no additional ingredient for improving the properties of concrete. In contrast to the mix REF, the mix XYP contains a crystalline admixture, while the mix FIB contains in contrast to the mix REF steel fibers (50/1 mm). The second group of concrete mixes is those containing BFC. Concrete mixes PCO and PSH are specially designed for watertight concrete structures according to recommendations for concrete mixture composition in (Lohmeyer & Ebeling 2013). The concrete mix PCO is basic with no additional ingredient, while the mix PSH contains an additional shrinkage-reducing admixture (SRA). Since the experiment was conducted in a concrete producing company TBG Metrostav s.r.o, the cement content and the aggregate content is the company’s know-how and cannot be published. Furthermore, fly ash is listed only in percent to the weight of cement. The experiment was carried out in a single day, so that the results could be reasonably compared. The mixing sequence followed the order of concrete mixes stated in Table 1. Time breaks between the individual mixing of mixes were approximately 30 to 45 minutes.

## 2.2. Testing procedures

The testing procedures are described in detail in (Hlavsa 2020). Compressive strength and splitting tensile strength of concrete were tested on cubes with an edge length of 150 mm and at specimen age of 2, 7, 28, and 90 days. Depth of penetration of water under pressure was tested on cubes with an edge length of 150 mm and at specimen age of 90 days. All the above tests were conducted according to valid standards of SN EN 12390. Static modulus of elasticity was tested on cylinders with a base diameter of 150 mm and height 300 mm and at specimen age of 2, 7, and 28 days according to valid standard SN ISO 1920-10.

The development of temperatures induced by heat of hydration was measured on concrete blocks with a size of 1.6x0.8x0.8m. Six sensors were placed in the body throughout the height of the cross-section (see cross-section in Figure 1). The sensors were placed in the middle of the body in line with the vertical axis. Values were recorded with an automatic data logger for the duration of 7 days with recording interval of 5 minutes.

Drying shrinkage was measured on cylinders with a base diameter of 150 mm and height 300 mm. A strain gauge was embedded in the middle of the cylinder to measure the volumetric changes of concrete. Three types of specimen placements were used for each concrete mix. One specimen was poured into a plas-

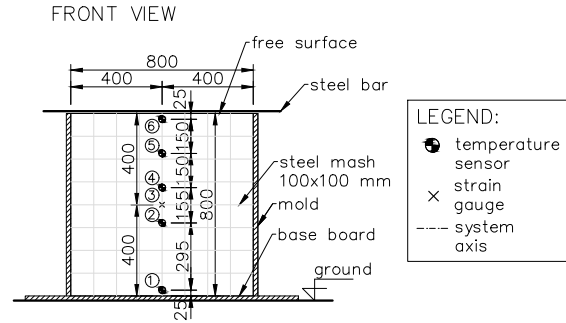


Figure 1: Cross-section of the massive concrete block for measurement of the development of temperatures with the positions of sensors throughout the height of the cross-section.

tic mould and placed into a case with an outdoor environment. The second specimen was poured into a steel mould and was also placed into the case with the outdoor environment. The third specimen was poured into a plastic mould, the exposed surface of the concrete was insulated with plastic foil and the specimen was put into a tub with water to prevent drying shrinkage. The goal of the third specimen placement was to capture autogenous shrinkage. After 9 days, the specimens placed in the case were un moulded. After 43 days, the specimens in the tub with water were un moulded and placed into the case with outdoor environment. Values were recorded by an automatic data logger every 5 minutes for the first 9 days, from that age every hour. After 85 days, all specimens were placed into an indoor environment with stable surrounding conditions and the values were recorded with a handheld measuring device every week.

## 2.3. Calculation of crack width

The results obtained in the experiment were subsequently used in a simplified calculation of crack width and necessary reinforcement needed to limit crack width according to valid standards. For the calculation, only stresses induced by heat of hydration during the hydration process were considered. The calculation follows a procedure stated in (fib Model Code 2010).

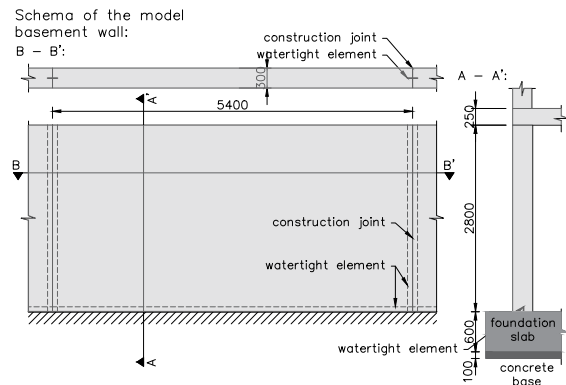


Figure 2: Schema of the model basement watertight wall for the crack width calculation.

The following assumptions were made. A model basement wall which is a part of a white tank structure of a residential building is considered (see Figure 2). The wall is 0.3 m thick, 2.8 m

tall and one segment is 5.4 m long. The wall is embedded into a foundation slab with a thickness of 0.6 m. According to (Vítek et al. 2015), the model wall is classified with crack width limitation of 0.2 mm. From the results, the following values were used. Temperature gradient ( $\Delta T_{max}$ ) between the core and surface of the massive concrete block measured during the experiment. At the time of the highest temperature gradient ( $t_{max,T}$ ) the remaining parameters were determined: coefficient of thermal expansion ( $\alpha_c$ ), static modulus of elasticity ( $E_c$ ) and effective tensile strength of concrete ( $f_{ct}$ ). For purpose of the calculation, only the crack formation phase was considered. Horizontal reinforcement is designed closer to the surface with 14 mm diameter bars, 150 mm spacing and 40 mm of cover layer.

### 3. RESULTS AND DISCUSSION

#### 3.1. Mechanical properties of concrete

In this section, obtained results are discussed. Throughout the graphic presentation of the results, the same colours for individual concrete mixes are used.

Results of the compressive strength of concrete can be seen in Figure 3. At the early age, compressive strength of concrete mixes with BFC was lower than for the concrete mixes with PSC, which is in accordance with the parameters of the types of cement used for the different concrete mixtures. After 90 days, the strength of mixes with BFC is higher by about 17%. Additionally, no positive impact on the compressive strength of concrete mix with crystalline admixture was observed.

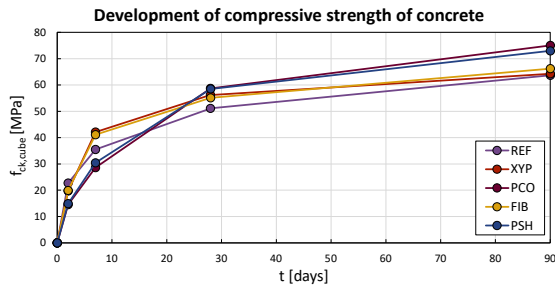


Figure 3: Development of compressive strength of concrete for different concrete mixes.

Results of the splitting tensile strength of concrete can be seen in Figure 4. The same pattern is observed as for the compressive strength. Mixes with BFC have a lower splitting tensile strength at the specimen age of 2 and 7 days, but at the later stage, the strength is higher. An interesting observation is that the strength does not increase after the 28th day. Also, no effect of steel fibers on splitting tensile strength was observed.

Results of the static modulus of elasticity of concrete can be seen in Figure 5. The graph demonstrates that the modulus of elasticity depends mostly on the type of aggregate that is used in the concrete mixture. Since the aggregate was the same for all concrete mixes, the development of modulus of elasticity is almost identical for all five concrete mixtures.

Results of the penetration of water under pressure can be seen in Figure 6. Due to the high variability of the results, which is very common for this testing method, a set of three specimens were tested for each concrete mix. Regardless, high variability was also observed in this experiment. Dashed line designates the average

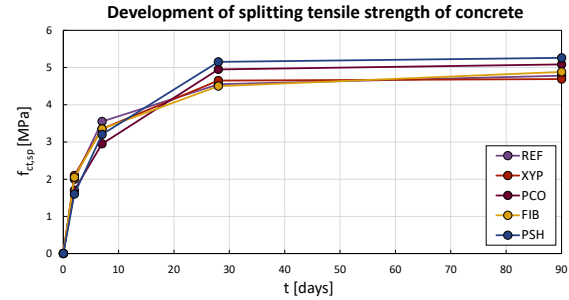


Figure 4: Development of split tensile strength of concrete for different concrete mixes.

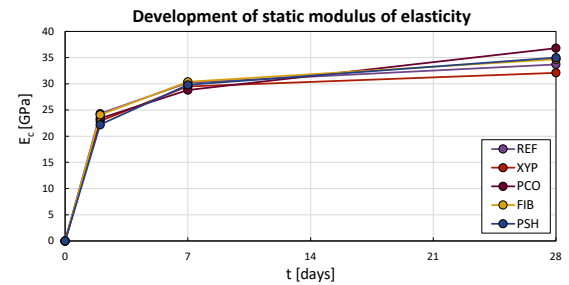


Figure 5: Development of static modulus of elasticity of concrete for different concrete mixes.

value out of the three specimens for each concrete mix. The difference between the individual concrete mixes is negligible and thus the results can be considered equal.

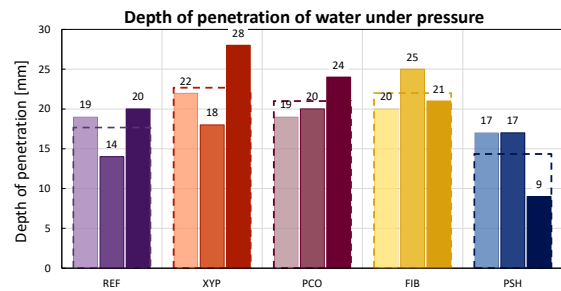


Figure 6: Depth of penetration of water under pressure for different concrete mixes.

#### 3.2. Temperature gradient

The development of temperature in the core of massive concrete block for the individual concrete mixes can be seen in Figure 7. Values were recorded with sensor 2 (see Figure 1). Results indicate the different hydration process of mixes with PSC and BFC, but also an effect of crystalline admixture on the delay of the setting of concrete. The highest recorded temperature differs between mixes with PSC and BFC by approximately 7 °C. The vertical lines in the graph represents a point in time with the highest recorded temperature for each concrete mix. Furthermore, the highest recorded temperature with time when it was reached is noted in the graph. A small difference can be observed between the same mixes (PCO

and PSH). This inconsistent course could be caused by different time of mixing of each mix.

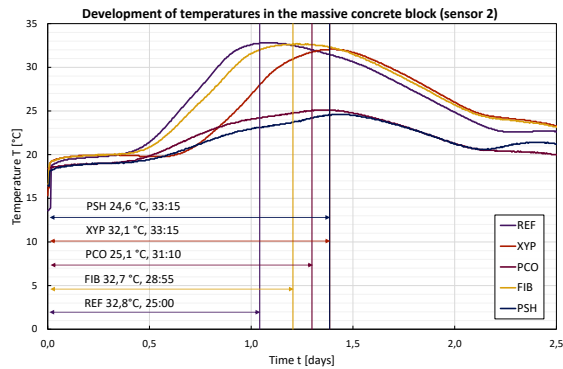


Figure 7: The development of temperature recorded with sensor 2 in the core of massive concrete blocks.

Temperature gradient between the sensor 2 and the sensor measuring air temperature can be seen in Figure 8. It should be noted, that the sensor measuring air temperature was insufficiently shaded. This fact manifested in peaks that can be observed in the line representing temperature of air, which subsequently influenced the temperature gradient as well. Temperature gradient of concrete mixes with PSC reached, at one point, over 20 °C. Such a value increases the risk of crack formation dramatically. While temperature gradient of concrete mixes with BFC only reached around 14 °C. The highest recorded temperature gradient is used in further crack width calculations.

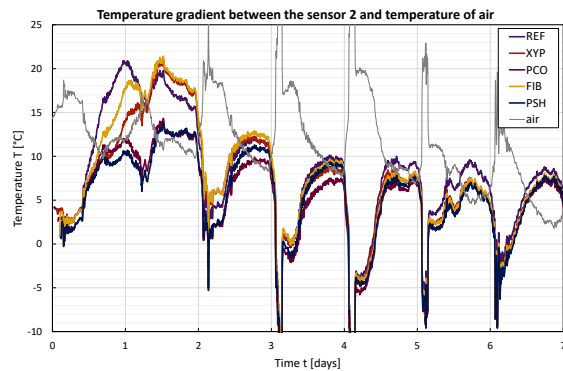


Figure 8: The development of temperature gradient between the sensor 2 and the sensor measuring air temperature.

### 3.3. Drying shrinkage

Results of drying shrinkage recorded on cylinders with strain gauge can be seen in Figure 9 through Figure 11. In the first 85 days, the recorded values are significantly scattered. This phenomenon is due to the placement of the specimens with a high frequency of vibrations caused by a nearby traffic and frequently changing outdoor climate. After the 85th day, the specimens were placed into an indoor environment with stable conditions and so the scatter in the recorded values was eliminated. The placement of specimens in the tub with water and insulation with plastic foil did not work as expected. Water got underneath the plastic foil and to the specimen. Therefore, instead of autogenous shrinkage a

phenomenon called swelling of concrete occurred. An interesting fact is that for all concrete mixes the swelling occurred almost at the same rate and reached a value around  $65 \mu\text{m}\cdot\text{m}^{-1}$  in 43 days. After the change of environment to air-exposed, drying shrinkage occurred for all concrete mixes. The most interesting observation is about the behavior difference of cement at the early age of concrete. Whereas mixes with PSC tend to swell while still in the mould, the mixes with BFC shrink from the very beginning. This created a significant difference in recorded shrinkage between those two groups of mixes. At first, the mixes with PSC reported lower shrinkage values than mixes with BFC. This difference got smaller over time until the recorded values of shrinkage were higher for mixes with PSC. The overall smaller shrinkage for mixes with BFC is caused by the limited content of mixing water in the mixtures. The shrinkage development of concrete mixes with PSC is almost the same. No significant effect of the crystalline admixture or steel fibers on shrinkage was observed. On the other hand, the SRA reduced the shrinkage in contrast to the PCO mix with no SRA by about 37 % in plastic mould placement. Although for other specimen placements, the reduction of shrinkage was not so noticeable. The specimens placed into the steel mould reported, with an exception of the PCO mix, overall higher shrinkage values than specimens placed into the plastic moulds. This phenomenon could be caused by the higher thermal conductivity of the steel mould which affected the hydration process of concrete.

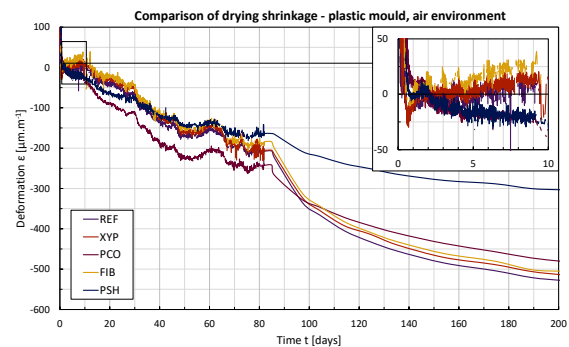


Figure 9: Comparison of drying shrinkage - plastic mould, air environment.

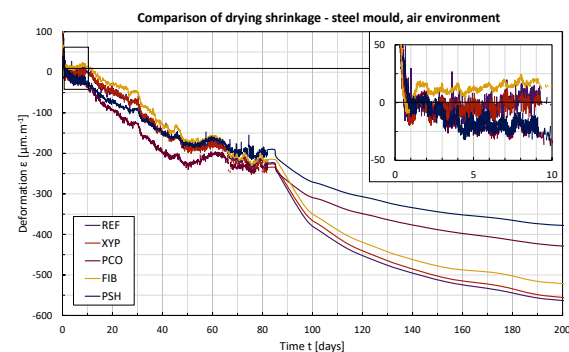


Figure 10: Comparison of drying shrinkage - steel mould, air environment.

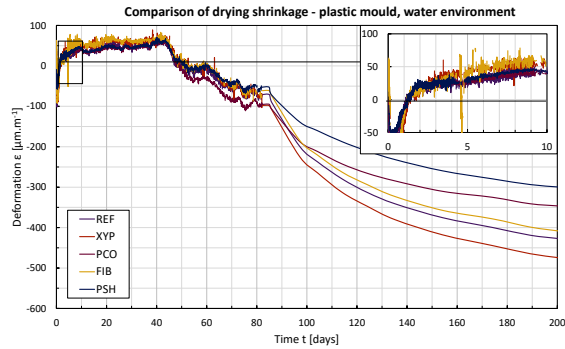


Figure 11: Comparison of drying shrinkage - plastic mould, water environment.

### 3.4. Calculation of crack width

Results of the crack width calculation can be seen in Table 2. Abbreviations used in the table are explained as follows: temperature of fresh concrete ( $T_{fc}$ ), temperature of sensor 2 ( $T_{s2}$ ), air temperature ( $T_{air}$ ), tensile stress in the concrete ( $\sigma_{ct}$ ), steel ratio ( $\rho_{s,ef}$ ), area of the steel ( $A_s$ ), crack width ( $w_d$ ). Only for mixes REF and FIB, the stress induced by heat of hydration exceeded the current tensile strength of concrete. Concrete mix XYP closely complied due to the delay of hydration process by the crystalline admixture and therefore a delay of maximum temperature peak. Concrete mixes with BFC complied with a significant reserve. The necessary steel ratio and crack width closely correlate with the stresses in concrete. Lower the stresses, smaller the crack width, and requirement of reinforcement. It is important to mention, that the comparison stated in Table 2 is not entirely correct since all the concrete mixes were mixed and poured at a different time and therefore the measured specimens had slightly different surrounding conditions during the hydration process.

Table 2: Results of the crack width calculation.

Property	Concrete mix					Unit
	REF	XYP	PCO	FIB	PSH	
$T_{fc}$	18,3	18,1	17,3	18,0	17,3	°C
$T_{s2}$	32,5	31,3	25,0	32,1	24,6	°C
$T_{air}$	11,6	10,7	10,7	10,7	10,7	°C
$\Delta T_{max}$	20,9	21,1	14,3	21,4	13,9	°C
$t_{max,T}$	0,92	1,48	1,44	1,42	1,40	day
$\alpha_c$	15,2	13,8	13,9	13,9	14,0	$\cdot 10^{-6}K^{-1}$
$E_c$	11,2	16,9	16,8	17,1	15,5	GPa
$f_{ct}$	0,83	1,40	1,10	1,31	1,01	MPa
$\sigma_{ct}$	0,96	1,33	0,90	1,37	0,81	MPa
$\sigma_{ct}/f_{ct}$	<b>1,16</b>	<b>0,95</b>	<b>0,82</b>	<b>1,05</b>	<b>0,81</b>	-
$\rho_{s,ef}$	0,731	0,870	0,707	0,886	0,669	%
$A_s$	858,9	1022,3	830,7	1041,1	786,1	mm <sup>2</sup>
$w_d$	<b>0,143</b>	<b>0,199</b>	<b>0,135</b>	<b>0,205</b>	<b>0,122</b>	mm

## 4. CONCLUSIONS

The experiment comparing five different concrete mixes for white tank structures can be summarized into several conclusions:

- Strength of concrete is influenced primarily by the type of cement. Adding the crystalline admixture to the concrete mixture improves the compressive strength of concrete at the age of 7 and 28 days, but does not improve it after

90 days. Steel fibers do not improve the splitting tensile strength of concrete. Furthermore, splitting tensile strength increases after 28 days negligibly. The static modulus of elasticity has the fastest development with percent value over 80 % after 7 days.

- The static modulus of elasticity is primarily influenced by the type of aggregate.
- Depth of water penetration under pressure is the same for all concrete mixes.
- Concrete mixes with BFC have significantly lower development of heat of hydration, thus a smaller temperature gradient between the core and surface of the structure. The temperature gradient is highly dependant on the temperature of the surrounding environment and even slight differences can influence the hydration process. Finally, the crystalline admixture delays the hydration process by approximately 8 hours.
- A different cement behaviour was observed during the early stage of the shrinkage process. If the specimens are still in the mould, the concrete mixes with PSC tend to swell, while the concrete mixes with BFC tend to shrink from the beginning. The overall shrinkage is smaller for concrete mixes with BFC than for mixess with PSC. Furthermore, the shrinkage-reducing admixture significantly reduces the shrinkage, while crystalline admixture or steel fibers have no impact at all.
- Calculation of crack width proved, that the biggest influence on the crack origin and on the crack width has the stress induced by the heat of hydration of concrete, respectively by the temperature gradient between the core and surface of the structure. According to fib Model Code for Concrete Structures 2010 procedure, the tensile strength of the model basement wall is exceeded only for the concrete mixes REF and FIB. The time of pouring, setting time of concrete, and development of hydration process have a great impact on stresses induced in the structure and thus on potential crack width or steel ratio requirement.

## ACKNOWLEDGEMENTS

This experiment was conducted with the collaboration of TBG Metrostav s.r.o. Specimens were tested in testing laboratory SQZ s.r.o. Zbraslav. I would also thank my supervisor prof. Ing. Jan L. Vitek, CSc. for his valuable contribution to this work. The research was partly supported by the Ministry of Industry and Trade (project No. FV 20472). This support is gratefully acknowledged.

## References

- Hlavsa, Z. (2020), Beton pro vodonepropustné betonové konstrukce, Master's thesis, CTU in Prague.
- International Federation for Structural Concrete (fib) (2013), *fib Model Code for Concrete Structures 2010*, 1. edn, Wilhelm Ernst & Sohn, Germany, Berlin.
- Lohmeyer, G. & Ebeling, K. (2013), *Weißer Wannen einfach und sicher: Konstruktion und Ausführung wasserundurchlässiger Bauwerke aus Beton*, 10., überarbeitete und erweiterte auflage edn, Verlag Bau+Technik, Düsseldorf.
- Vitek, J., Vančik, V. et al. (2015), *Komentář k Technickým pravidlům ČBS 04: Směrnice pro vodonepropustné betonové konstrukce*, 1. edn, Česká betonářská společnost ČSSI, Praha.



# VYHODNOCENÍ MĚŘENÍ RYCHLOSTI ÚLOMKŮ CEMENTOVÝCH KOMPOZITŮ VYSTAVENÝCH VÝBUCHU

*Kateřina Horníková, \**

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

Tématem tohoto příspěvku je vyhodnocení dat získaných provedeným experimentem. Experiment byl zaměřen na odolnost různých typů cementových kompozitů vůči působení vysoké teploty a následnému výbuchu. V rámci stanovení výbuchové odolnosti byla měřena rychlost odletujících částic metodou Photonic Doppler Velocimetry (označován jako PDV). Tato rychlost byla měřena vždy na středu povrchu odvráceného od výbuchu. Byla měřena pro všechny zkušební tělesa a to bez ohledu na to, zda a jak byla tato tělesa vystavena působení vysoké teploty. Díky tomu bylo možné pozorovat vliv působení teploty na dané materiály. Příspěvek se zabývá způsobem vyhodnocení těchto měření, idealizací získaných dat a následným vzájemným porovnáním těchto dat.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Vysoké teploty • Výbuch • Rychlost odletujících částic • Photonic Doppler Velocimetry • PDV

## ABSTRACT

This article deals with the evaluation of results obtained by the performed experimental program. This experiment was focused on the resistance of various types of cement composites to exposed high temperature and subsequent near field blast. As a part of the determination of blast resistance, the velocity of flying elements was measured by the Photonic Doppler Velocimetry method (short as PDV). This velocity was measured at the center of the surface on the other side of specimens from the blast. It was measured for all test samples, regardless of whether and how these specimens were exposed to high temperature. This made it possible to observe the effect of high temperature on used materials. This paper deals with the method of evaluation of these measurements, idealization of the obtained data and subsequent mutual comparison of these data

## KEYWORDS

High temperature • Blast • Velocity of flying elements • Photonic Doppler Velocimetry • PDV

## 1. ÚVOD

Tento příspěvek volně navazuje na příspěvek z předchozího ročníku Workshopu doktorandů 2020 (Horníková 2020). V tomto příspěvku byl prezentován experiment, zaměřující se na odolnost betonových prvků vůči požáru a následnému výbuchu. V rámci příspěvku byl prezentován samotný experiment a základní data jím získána.

Aktuální příspěvek se zaměřuje čistě na vyhodnocení měření rychlosti odletujících částic. V rámci stanovování výbuchové odolnosti použitých zkušebních těles byla měřena rychlost odletujících částic při spodním povrchu vzorku. Tato rychlost ukazuje, jak budou odletující částice urychleny, a lze z toho odvodit, jak moc budou nebezpečné pro okolní konstrukce nebo obyvatele. Pokud bude rychlost částic velká, budou působit jako projektil, který může mít fatální následku pro osoby v blízkosti konstrukce. Pokud bude těchto projektilů více (povrch se roztříští a odlítnou z povrchu tisíce částic) mohou tyto projektily mít negativní dopad nejen na osoby v jejím blízkosti, ale mohou ohrozit také stabilitu a únosnost okolních konstrukcí. Snahou při správné volbě materiálu, odolného vůči výbuchu, je tedy co možná nejvíce snížit rychlost odletujících částic, a to i za cenu rozsáhlejšího poškození konstrukce. V praxi se předpokládá, že bude konstrukce výbuchem poškozena, a v případě kolapsu nebude zvyšovat škody právě svým negativním působením na okolí.

V rámci tohoto příspěvku je tedy uveden stručný popis experimentu, použitých materiálů a zkušebních těles. Dále pak popis měření Photonic Doppler Velocimetry (dále už jen PDV), prezentace dat získaných tímto měřením a především způsob jejich vyhodnocení. Získaná data jsou dále porovnávána a vzájemně diskutována.

## 2. EXPERIMENT

### 2.1. Koncept experimentu

Tento experiment je součástí rozsáhlého experimentálního programu zabývajícího se odolností cementových kompozitů vůči požáru a následnému výbuchu. V rámci tohoto experimentu byly nejprve stanoveny materiálové vlastnosti (mechanické i tepelně technické vlastnosti) vybraných materiálů. Výsledky této části experimentu jsou prezentovány

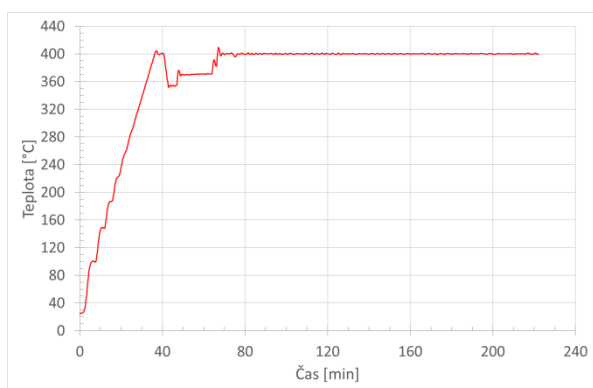
---

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

v článku (Horníková et al. 2020). Následovala série experimentů pro stanovení samotné odolnosti vybraných materiálů. Zkušební tělesa byla nejprve vystavena působení vysoké teploty po stanovenou dobu. Po vychladnutí těles byla tělesa neprodyšně zabalena a převezena na další pracoviště, kde byla vystavena blízkému výbuchu. Všechna tělesa byla vystavena stejné teplotě a výbuchu o stejných parametrech (stejná vzdálenost i velikost výbušniny). Podrobný popis samotných zkoušek, použitých materiálů a zkušebních těles je uveden v následujících kapitolách.

### 2.1.1. Uspořádání požární zkoušky

Při zkoušce požární odolnosti byla zkušební tělesa vystavena působení vysoké teplotě dvěma způsoby. V prvním případě byla zkušební tělesa umístěna dovnitř zkušební pece a byla tak vystavena působení vysoké teploty z obou stran. Ve druhém případě byla zkušební tělesa umístěna do stěny zkušební pece tak, aby byla vystavena působící teplotě pouze z jedné strany. Experiment proběhl najednou, kdy byla všechna tělesa vystavena působení teploty 400 °C po dobu 3 hodin. Skutečná teplotní křivka je uvedena na Obrázek 1.



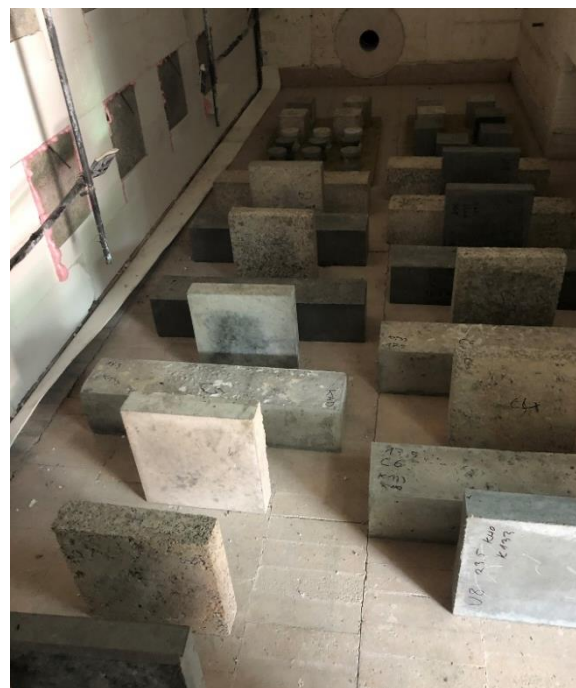
Obrázek 1 Skutečná teplotní křivka experimentu

Následující Obrázek 2 znázorňuje rozmístění vzorků ve zkušební peci. Na levé straně obrázku jsou vidět také vzorky umístěné ve stěně pece. Ty byly ze zadní strany (venkovní strana pece) zaizolovány izolací z minerální vaty tak, aby průběh teploty ve vzorku byl co možná nejméně ovlivňován působením okolní teploty.

Při tomto experimentu byl měřen průběh (nárůst) teploty ve vzorcích, a byl stanoven hmotnostní úbytek (úbytek volné vody) jednotlivých vzorků. Tyto výsledky jsou prezentovány v předchozím článku.

### 2.1.2. Uspořádání výbuchové zkoušky

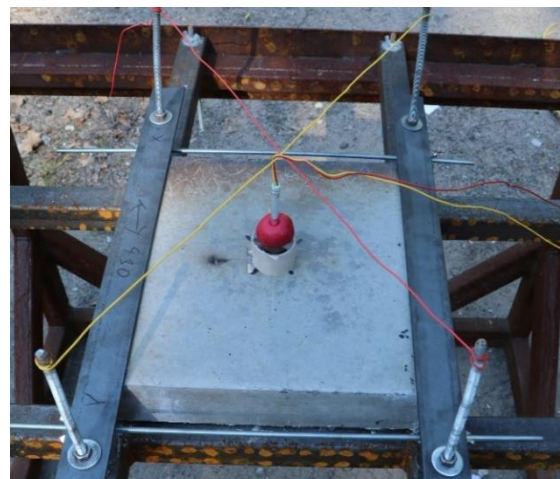
Základní uspořádání zkoušky je znázorněno na Obrázek 3. Betonové vzorky byly upnuty do ocelového rámu, který byl připevněn na ocelový stůl. Toto uspořádání zajišťovalo, že byly zkušební vzorky vždy 0,75m od země. Současně byly vzorky pevně upevněny tak, aby zkušební vzorky nebyly výbuchem odmrštěny mimo testovací oblast. Detailnější znázornění upevnění samotného zkušebního vzorku je na Obrázek 4.



Obrázek 2 Rozmístění vzorků ve zkušební peci



Obrázek 3 Uspořádání zkoušky - umístění vzorku



Obrázek 4 Uspořádání zkoušky - umístění nálože

## 2.2. Použité materiály a velikost vzorků

V rámci prezentovaného experimentu byly použity následující materiály:

- Běžný beton C30/37 – označení RC
- Vysokopevnostní vláknobeton s ocelovými vlákny UHPFRC – označení U
- Isover beton – označení S (beton s příměsí drti z minerálních vláken)

Běžný beton (označený RC) byl vybrán jako referenční materiál a to především s ohledem na jeho prozkoumanost. K tomuto materiálu je možné najít velké množství informací v odborné literatuře a díky tomu ověřit správnost provedených experimentů.

Vysokopevnostní vláknobeton byl vybrán vzhledem ke své vysoké pevnosti a známé odolnosti vůči blízkému výbuchu.

Isover beton byl vybrán jako zástupce heterogenních materiálů. Vzhledem k tomu, že do tohoto materiálu je přidána drť minerálních vláken, jedná se o velmi heterogenní materiál, avšak s nízkou tlakovou pevností ale díky své heterogenitě s velkým potenciálem k pohlcení rázové vlny.

Pro experiment byly použity zkušební desky o rozměrech 300 x 300 x 60 mm. Ty byly rozděleny do tří skupin po třech vzorcích – skupina vzorků bez ohřevu, skupina s ohřevem z jedné strany a skupina s ohřevem ze všech stran.

## 2.3. Měřené parametry

V rámci experimentu byly měřeny následující parametry:

- Rychlost ohřevu vzorků ohříváných ze všech stran
- Rychlost ohřevu vzorků ohříváných z jedné strany
- Úbytek hmotnosti vzorků díky ohřevu (úbytek vody)
- Úbytek hmotnosti vzorků po výbuchu (velikost výtrže)
- Rychlost odletujících částic na odvrácené straně od výbuchu

Tento příspěvek se zabývá pouze hodnocením posledního měřeného parametru, a to rychlost odletujících částic, respektive zrychlení povrchu odvráceného výbuchu.

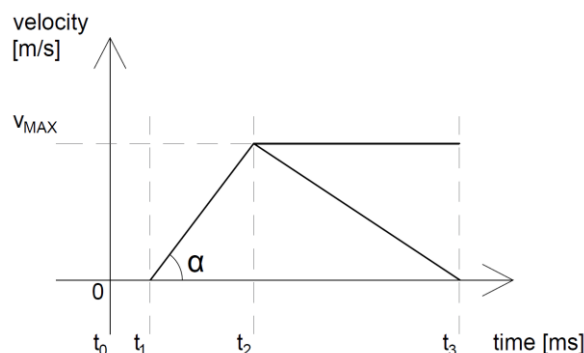
## 2.4. Stručný popis metody Photonic Doppler Velocimetry (PDV)

Metoda Photonic Doppler Velocimetry (dále jen PDV) je metoda využívající laserový paprsek. Ten je namířen na předem daný bod na prvku, od kterého se odráží zpět do kolimátoru (zařízení, ze kterého je vysílán paprsek a zároveň snímá jeho zpětný odraz). Tato vzdálenost je předem definována. Při měření je tento bod urychlen a při jeho pohybu se zkracuje délka tohoto paprsku. Díky tomu, že měřicí přístroj zaznamenává změnu délky a čas, je možné poté určit rychlost, respektive zrychlení daného bodu v čase.

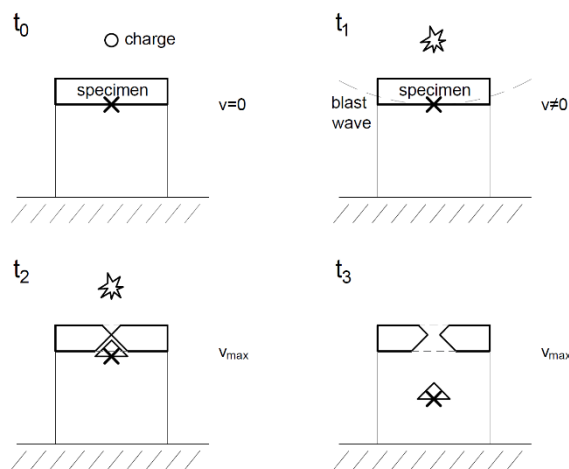
Měření je ukončeno, pokud se daný bod přestane pohybovat, nebo pokud se délka laserového paprsku snížila na 0.

Výstupem z tohoto měření je průběh změny rychlosti v čase. Přesněji pak je z grafu možné odečíst maximální dosaženou rychlost a čas jejího dosažení a zda se daný element oddělil od zkušebního tělesa či nikoli.

Výstup měření je zobrazen jako graf, jehož idealizovaná podoba je znázorněna na Obrázek 5. Pro lepší pochopení tohoto grafu je celý děj schematicky znázorněn na Obrázek 6. Na uvedeném grafu jsou znázorněny dva ideální případy průběhu a jsou zde vyznačeny důležité body. Čas  $t_0$  udává čas, kdy došlo k sepnutí měřicího zařízení a zároveň aktivace rozbušky. Tento čas lze považovat za začátek výbuchu. V čase  $t_1$  je měřený povrch (bod) uveden do pohybu. V čase  $t_2$  dosáhne povrch (bod) maximální rychlost. Pokud se tento bod odštěpí od zkušebního vzorku, zůstane rychlost konstantní (letí směrem k měřicímu zařízení). Měření končí v čase  $t_3$ , kdy je vzdálenost od měřicího zařízení rovna 0. Pokud nedojde k odštěpení materiálu, dojde k jeho zbrzdění až úplnému zastavení, pak je hodnota rychlosti v čase  $t_3$  rovna 0. Na schématu na Obrázek 6 je znázorněn první popsáný případ s odštěpenou částicí letící směrem ke kolimátoru.



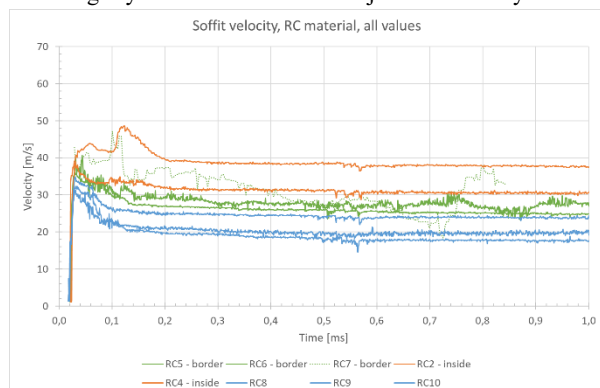
Obrázek 5 Schéma výstupu z měření PDV



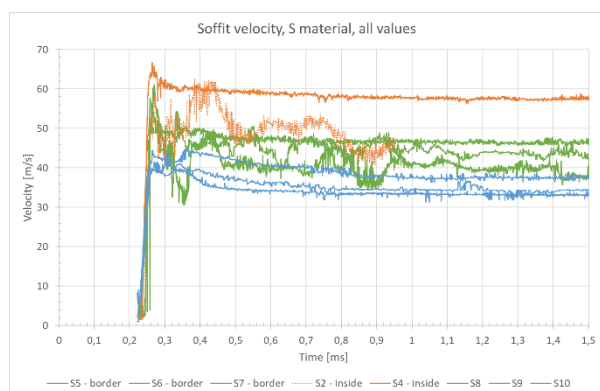
Obrázek 6 Schéma průběhu experimentu v závislosti na čase uvedeném v grafu

## 3. VÝSLEDKY MĚŘENÍ – PDV

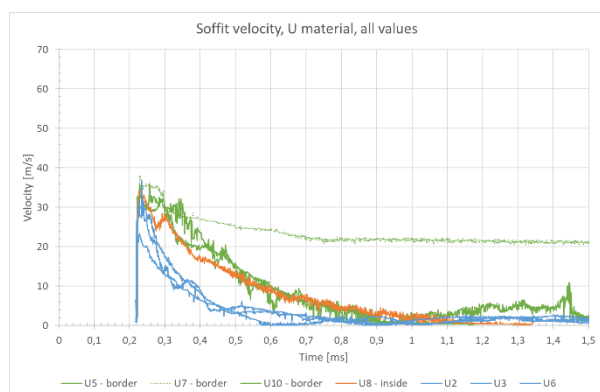
Jak již bylo zmíněno, výsledkem provedeného měření PDV je graf závislosti rychlosti elementu na čase. Tato závislost je znázorněna grafem pro každé jednotlivé měření. Takto získané grafy všech zkušebních těles jsou znázorněny dále.



Obrázek 7 Rychlost odvráceného povrchu – materiál RC



Obrázek 8 Rychlost odvráceného povrchu – materiál S

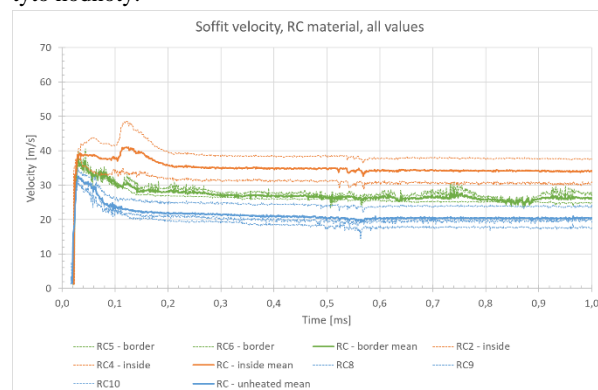


Obrázek 9 Rychlost odvráceného povrchu – materiál U

Grafy uvedené na Obrázek 7 – Obrázek 9 znázorňují všechny získané výsledky. Vzhledem k tomu, že jsou hodnoty rychlosti při měření zaznamenávány ve velice krátkých časových intervalech, je v grafu uvedeno velké množství hodnot. Díky tomu jsou důležité hodnoty hůře čitelné. Proto byl zvolen způsob zjednodušení těchto grafů tak, aby bylo možné z nich získat požadovaná data.

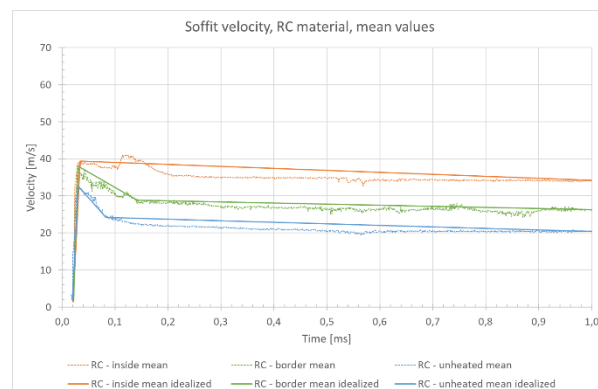
Získané hodnoty u prvků ze stejné skupiny (prvky bez ohřevu, s ohřevem z jedné strany, prvky s ohřevem ze všech stran) byly nejprve zprůměrovány tak, jak je znázorněno na

Obrázek 10. Pro další vyhodnocení pak byly použity pouze tyto hodnoty.



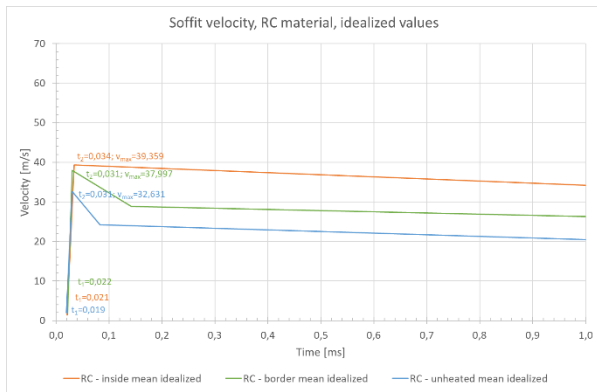
Obrázek 10 Rychlost odvráceného povrchu – materiál RC – s průměrnými hodnotami

Vzhledem k tomu, že pro potřeby vyhodnocení nejsou další hodnoty důležité, až na hodnotu rychlosti na konci měření, byl průměrný průběh idealizován na lineární. Tedy první část od počátku pohybu po maximální rychlost, a druhá část od maximální rychlosti k minimální, respektive k času ukončení měření. Tato idealizace je znázorněna na Obrázek 11.



Obrázek 11 Rychlost odvráceného povrchu – materiál RC – idealizace průměrných hodnot

Výsledkem je tedy idealizovaný průběh uvedený na Obrázek 12.



Obrázek 12 Rychlost odvráceného povrchu – materiál RC – idealizované průměrné hodnoty použité k vyhodnocení

Na takto idealizovaném grafu jsou patrné všechny potřebné parametry, které jsou porovnávány. Těmi jsou počátek pohybu – čas  $t_1$ , maximální rychlost a čas kdy je jí dosaženo – čas  $t_2$ , rychlost  $v_{max}$  a v neposlední řadě rychlost a čas na konci měření – čas  $t_3$ . Takto byly zpracovány výsledky pro všechny materiály.

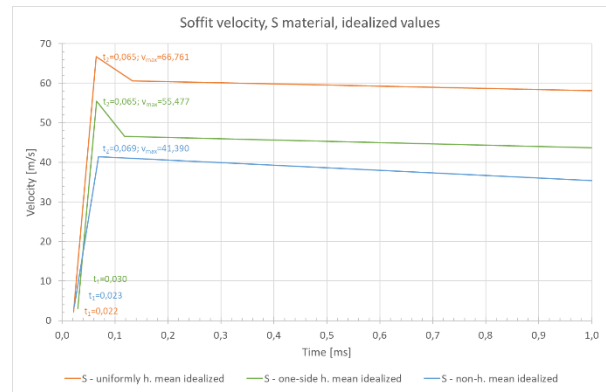
Obrázek 12 znázorňuje výsledné hodnoty materiálu RC. Vzhledem k tomu, že při výbuchu došlo k proražení prvku a vytržení materiálu, výsledný graf neklesá k nule ale při ukončení měření je rychlost nenulová.

V Tabulka 1 jsou uvedené hodnoty změřené pro běžný beton – materiál RC:

Tabulka 1 Maximální hodnoty pro materiál RC

Materiál RC				
	čas $t_1$ [ms]	čas $t_2$ [ms]	$v_{max}$ [m/s]	$\alpha$ [°]
Bez ohřevu	0,0193	0,0307	32,63	70,63
Ohřev z jedné strany	0,0216	0,0306	38,00	76,65
Ohřev ze všech stran	0,0208	0,0339	39,36	71,58

Na Obrázek 13 jsou znázorněny výsledné hodnoty idealizovaného průběhu pro vzorky z isover betonu – materiál S. I v tomto případě došlo k proražení prvku, v některých případech k jeho totální destrukci. Proto rychlost spodního povrchu neklesá na nulu a při ukončení měření byla zaznamenaná rychlost nenulová.



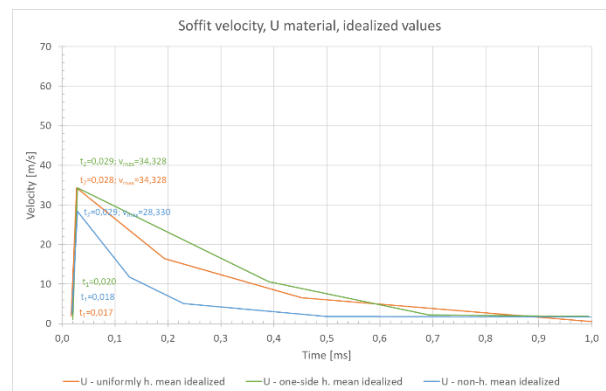
Obrázek 13 Rychlost odvráceného povrchu – materiál S – idealizované průměrné hodnoty použité k vyhodnocení

V Tabulka 2 jsou pak uvedené změřené hodnoty pro isover beton – materiál S.

Tabulka 2 Maximální hodnoty pro materiál S

Materiál S				
	čas $t_1$ [ms]	čas $t_2$ [ms]	$v_{max}$ [m/s]	$\alpha$ [°]
Bez ohřevu	0,0228	0,0687	41,39	42,05
Ohřev z jedné strany	0,0297	0,0649	55,48	57,59
Ohřev ze všech stran	0,0220	0,0646	66,76	57,46

Na Obrázek 14 jsou znázorněny výsledné hodnoty idealizovaného průběhu pro vzorky z UHPFRC betonu – materiál U. V tomto případě nedošlo k poškození zkušebního vzorku nebo k vytržení části povrchu. Došlo pouze k lehkému odtržení ale prvek zůstal celistvý. Proto je rychlost při ukončení měření téměř nulová.



Obrázek 14 Rychlost odvráceného povrchu – materiál U – idealizované průměrné hodnoty použité k vyhodnocení

V Tabulka 3 jsou pak uvedené změřené hodnoty pro UHPFRC – materiál U.

Tabulka 3 Maximální hodnoty pro materiál U

Materiál U				
	čas $t_1$	čas $t_2$	$v_{max}$	$\alpha$

	[ms]	[ms]	[m/s]	[°]
Bez ohřevu	0,0185	0,0291	28,33	69,40
Ohřev z jedné strany	0,0200	0,0290	34,33	75,29
Ohřev ze všech stran	0,0171	0,0277	34,33	72,76

#### 4. ZÁVĚREČNÉ SHRNUÍ

Článek prezentuje výsledky měření PDV. Tato metoda měří rychlost daného povrchu v čase. Čím vyšší je hodnota rychlosti, tím menší množství energie z výbuchu daný prvek pohltí. V případě kdy prvek pohltí většinu energie, nedojde k jeho protržení a vytvoření výtrže. Prezentované výsledky uvádí nejvyšší dosaženou rychlost odletujících částic u vzorků materiálu S, který byl zároveň nejvíce poškozen. Naopak nejnižší rychlosti byly naměřeny u materiálu U, což vypovídá o tom, že prvek pohltí největší množství energie. V případě porovnání rychlosti v závislosti na ohřevu byly naměřeny nejvyšší rychlosti u vzorků ohřátých ze všech stran a naopak nejnižší hodnoty vykazovaly vzorky bez ohřevu. To vypovídá o tom, že působící teplota měla negativní vliv na vlastnosti materiálu. Prvky jím pak byly oslabeny a ty hůře odolávaly působení výbuchu.

Uvedené výsledky lze dále porovnávat z hlediska rozdílů časů mezi uvedením do pohybu a dosažení maximální rychlosti a podobně. Zároveň je možné k porovnání zahrnout ostatní data získaná experimentem, tedy jak moc úbytek vody při ohřevu ovlivní výbuchovou odolnost, porovnání úbytků hmotností při ohřevu s úbytky hmotností po výbuchu a podobně. Všechna tato porovnání jsou momentálně zpracovávána a budou prezentována v další práci.

#### ACKNOWLEDGEMENTS

Príspevek vznikl za finanční podpory SGS21/042/OHK1/1T/11, Českého Vysokého učení technického v Praze.

## Reference

- Horníková, K. (2020), Vliv kombinovaného účinku působení vysoké teploty a výbuchu na betonové prvky. Proceedings of PhD Workshop,
- Horníková, K., Scheinherrova, L., Štefan, R., & Foglar, M. (2020). Experimental investigation of physical, thermal, hygral and mechanical properties of cementitious composites at high temperatures. *Construction and Building Materials*, 255, 119244.

# DATA TRANSFER BETWEEN STRUCTURAL ANALYSIS AND ASSESSMENT SOFTWARE

Alena Horská, \*

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

## ABSTRAKT

V prostředí MS Excel byl vytvořen nástroj Robot-to-FIN pro přenos dat mezi Robot Structural Analysis a FIN EC. Vytvořený produkt najde své uplatnění při návrhu železobetonových konstrukcí a umožňuje inženýru rychle a efektivně exportovat výsledky statické analýzy a vkládat je do softwaru pro statické posouzení. Automatizace tohoto procesu je v případě velkých a složitých konstrukcí nutností a kromě značné úspory na výpočetním čase také snižuje riziko vnesení chyby. Tento článek prezentuje důvody, proč je vhodné oddělit proces analýzy vnitřních sil od procesu posuzování, demonstruje, jak složitost výpočetního modelu ovlivňuje objem přenášených dat, a popisuje nástroj vytvořený pro automatizaci přenosu dat.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Robot Structural Analysis • FIN EC • Přenos dat

## ABSTRACT

Robot-to-FIN is a tool for data transfer between Robot Structural Analysis and FIN EC that was prepared in Excel spreadsheet environment. The product finds its use in the process of concrete structures design and enables the user to export results quickly and efficiently from structural analysis software and import them into FIN EC software to be assessed. Automation of such process is a necessity when analysing large and complex concrete structures, and apart from significant reduction of working time it also brings human error mitigation. This paper outlines reasons why it is desirable to separate the structural analysis from the assessment, shows how complexity of the structure affects the demands on data transfer, and finally presents the product that was prepared for automation of the transfer process.

## KEYWORDS

Robot Structural Analysis • FIN EC • Data transfer

## 1. INTRODUCTION

One of the most frequent processes of design in structural engineering practise includes following steps: Preliminary design of geometry, materials and dimensions; Structural modelling in Finite Element Method (FEM) software; Obtaining internal forces, stresses and displacements; Determining structural resistance and serviceability limits of all structural parts; Assessment of Ultimate Limit State (ULS) and Serviceability Limit State (SLS); Optimisation of the design.

Many FEM software products perform not only structural analysis, but also have integrated a tool for direct ULS and SLS assessment, and sometimes even generate a report, condensing several steps of the procedure into one. While this functionality makes the whole design process easy and comfortable, there are still reasons why the designer might tend to choose performing the assessment independently from the analysis, using different software products: Some of the reasons follow:

- An experienced designer does not blindly rely on the results obtained from the analysis (internal forces, stresses, displacements), but critically evaluates their validity, uncovering potential errors in the modelling. Such control over the results is possible only if there is a mid-step between analysis and assessment. If both analysis and assessment are performed in one step, errors in model remain hidden, as it is less obvious to spot them without seeing the internal forces and displacements.
- The ULS and SLS functionality may contain flaws when solving complex structures with complicated geometry. It was observed that some software products are suitable only for assessment of simple building structures that consist of horizontal rectangular slab elements and vertical rectangular wall elements. Assessment of structures with inclined or curved surfaces had unrarely severe errors.
- FEM results are sensitive to several factors, such as mesh type and size or level of geometry/load/support idealization. For that reason, some areas of the model are prone to show unreasonable values of internal forces. An experienced designer detects those areas, evaluates the validity of internal forces, and proposes possible adjustments of their values before performing ULS and SLS assessment.

If the structural designer decides to perform the analysis and assessment separately in two different software products for one of the reasons above, they will need to solve the issue of data transfer. The output of the structural analysis (internal forces, stresses, displacements) needs to be taken as an input for the assessment. This process can be easily done manually for simple and small structures with low amount of structural elements and load combinations. However, the results on more complex structures contain huge amount of data that cannot be transferred manually. In such cases an automation of the data transfer is required. Following section provides example structures demonstrating the data amount for structures of varying complexity.

## 2. DATA AMOUNT

Three example structures assessed for ULS are compared in this section to show how the amount of analysis results data changes

\* Supervisor: prof. Ing. Alena Kohoutková, CSc., FENg.

with changing complexity of the structure. The first example is a simply supported single span beam loaded with 1 load combination modelled in 2D, see Fig. 1. Such simple structure does not even require FEM modelling and can be analysed manually. There is no need for detailed assessment of the whole beam length, as it can be easily detected that only two positions are determining the ULS assessment - mid-span and beam edge. Two internal forces are relevant in this model - bending moment  $M$  and shear force  $V$ . The total amount of data to be obtained from the analysis and used for the assessment is 4 values (2 internal force values in 2 positions for 1 load combination;  $2 \times 2 \times 1 = 4$ ).

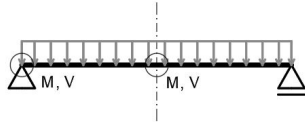


Figure 1: *Structural model no. 1.*

The second example is 2-storey frame structure loaded with 4 load combinations modelled in 2D, see Fig. 2. In this case also manual data transfer is chosen, which means that, again, not all positions of the structure are assessed, but only those obviously determining the ULS assessment. These positions are: edge and middle of each floor, top and bottom of each wall (in total 8 positions). Three internal forces are relevant in this model – axial force  $N$ , bending moment  $M$  and shear force  $V$ . The total amount of data to be obtained from the analysis and used for the assessment is 96 values (3 internal force values in 8 positions for 4 load combinations;  $3 \times 8 \times 4 = 96$ ).

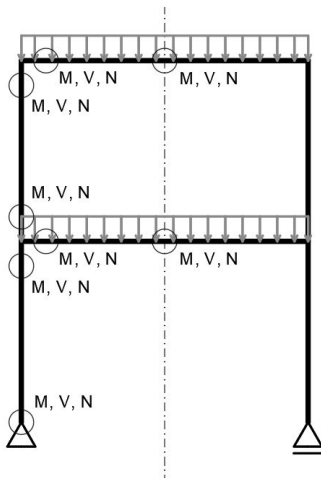


Figure 2: *Structural model no. 2.*

The third example is a segment of tunnel structure modelled in 3D, loaded with 19 load cases, creating the total of 59 load combinations, see Fig. 3. It is clear that this example structure is much more complex than the previous ones. Since it is not possible to visually spot all the positions determining the design, it is necessary to perform the assessment in all 6733 nodes of the FEM mesh. Eight internal forces on planes are relevant in this model – axial force  $N$  in two perpendicular directions, design bending moment  $M$  in two perpendicular directions at top and bottom surface of planes and shear force  $V$  in two perpendicular directions. The total amount of data to be obtained from the analysis and used for

the assessment is 3 177 976 values (8 internal force values in 6733 positions for 160 load combinations;  $8 \times 6733 \times 59 = 3\,177\,976$ ).

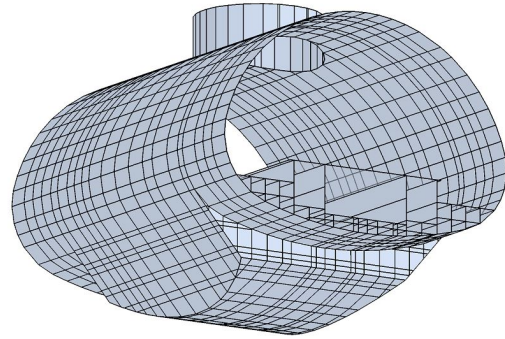


Figure 3: *Structural model no. 3.*

The third example structure shows that, in case of complex structures, the amount of internal force values is impossible to be transferred manually between the structural analysis software and the assessment software. Certain automation of the data transfer is therefore required.

### 3. DATA TRANSFER AUTOMATION

In order to automate the process of data transfer between the structural analysis software and assessment software, Robot-to-FIN tool was developed in MS Excel environment. Robot-to-FIN was custom tailored specifically for data transfer between Robot Structural Analysis and FIN EC in the process of reinforced concrete structure design. A brief description of both software products is provided in following sections to show what type of data they work with.

#### 3.1. Robot Structural Analysis

Robot Structural Analysis by Autodesk is a software used for analysis of structures using FE methods (Autodesk 2020). The software offers typical range of functionalities that most of structural FEM software product have. The goal of most users is to obtain internal forces and displacements on modelled elements. The internal forces, displacements and other results can be shown graphically as diagrams for 2D elements and maps for 3D elements. Robot Structural Analysis also provides the results in a tabular form as values for each node of FE mesh. The designer can use various filters on what elements and load combinations they wish to plot. The results can also be obtained either for each specific load case/combination individually, or as an envelope of combinations, that is frequently used functionality for structures with large number of load combinations. The user can also filter what results (forces, stresses, displacements, etc.) are shown in the result table.

Fig. 4 shows a typical table of results for one structural element. The values relate to envelope of several load combinations. For each internal force, the upper and lower extreme value is selected by the software, marking the upper extreme value with “»” symbol and lower extreme value with “<” symbol. The corresponding values of the remaining internal forces are assigned to the extreme value in the same row of the table. For example, the upper extreme of shear force in x-direction on panel 15 occurs in node no. 4156 for load combination no. 25 (the fifth row in the table). For that, the rest of the values in the fifth row show values of



Panel/Node/Case	NXX (kN/m)	NYX (kN/m)	QXX (kN/m)	QYY (kN/m)	MXX+ (W&A) (kNm/m)	MXX- (W&A) (kNm/m)	MYY+ (W&A) (kNm/m)	MYY- (W&A) (kNm/m)
15/ 3493/ 25	884.90>>	26.75	-175.01	-203.63	38.51	-30.55	29.17	-39.90
15/ 4042/ 25	-525.97<<	-825.63	210.92	-427.82	93.42	-185.65	200.34	-78.74
15/ 3434/ 25	140.01	390.23>>	-4.53	-155.81	0.0	-33.41	9.13	-17.63
15/ 4042/ 25	-525.97	-825.63<<	210.92	-427.82	93.42	-185.65	200.34	-78.74
15/ 4156/ 25	-347.00	-638.67	470.04>>	-257.87	0.0	-140.92	0.0	-98.48
15/ 3307/ 25	208.51	-583.08	-204.94<<	-77.69	0.0	-108.83	0.0	-336.32
15/ 3377/ 25	332.10	-389.68	-100.34	659.45>>	0.0	-71.03	0.0	-124.34
15/ 4149/ 25	60.50	-638.34	9.92	-667.63<<	124.10	0.0	210.25	0.0
15/ 3145/ 25	340.47	-219.50	148.17	-8.12	253.44>>	0.0	136.95	0.0
15/ 1583/ 25	133.92	-214.45	-28.81	-130.44	0.0<<	-52.73	0.0	-79.36
15/ 1584/ 26	1.14	-76.22	-0.92	8.33	4.07	0.0>>	7.87	0.0
15/ 3322/ 25	227.75	-598.37	-74.82	-238.24	0.0	-220.37<<	0.0	-592.90
15/ 4148/ 25	72.06	-632.50	-76.20	-646.55	190.79	0.0	250.75>>	0.0
15/ 1583/ 25	133.92	-214.45	-28.81	-130.44	0.0	-52.73	0.0<<	-79.36
15/ 1583/ 26	-1.64	-86.57	5.68	7.95	1.03	-1.46	3.51	0.0>>
15/ 3322/ 25	227.75	-598.37	-74.82	-238.24	0.0	-220.37	0.0	-592.90<<

Figure 4: Table of results - Robot Structural Analysis.

the other (non-extreme) internal forces in node no. 4156 for load combination no. 25.

The values of the result table can be copied out and inserted into MS Excel. However, the formatting is inconvenient and requires modification before next use of the data. Since large structural models require multiple repetition of the format modification, automation of that process is a necessity.

### 3.2. FIN EC

FIN EC by Fine is a software used for ULS and SLS assessment of various types of structures, including reinforced concrete (Fine 2020). The internal force values for assessment can be input into the software manually one by one, however, for large amount of values, it is more convenient to import them all at once. The software accepts the data specifically arranged in .txt format, see Fig. 5. Each row stands for one set of internal force values in one node of the structural model. The sequence in each row is following: Name of load case in double quotes – normal force – bending moment – shear force – considering 2nd order effects – code of load combination type – coefficient of load duration. The text order within a row and format of the .txt file must be strictly kept, otherwise FIN EC does not accept the imported file.

```
slabs-01-a-N001-x - Notepad
File Edit Format View Help
|"caseULS00001" 613.33 14.75 19.84 0 1 1
"caseULS00002" -1706 -152.41 307.65 0 1 1
"caseULS00003" 189.41 61.33 -101.07 0 1 1
"caseULS00004" -715.71 -35.49 88.41 0 1 1
"caseULS00005" -1673.14 -169.72 346.18 0 1 1
"caseULS00006" -1659.33 -121.97 -146.22 0 1 1
"caseULS00007" 368.03 60.18 -121.94 0 1 1
"caseULS00008" -715.71 -35.49 88.41 0 1 1
"caseULS00009" -1012.43 103.16 161.07 0 1 1
"caseULS00010" -161.44 -5.39 -12.16 0 1 1
"caseULS00011" -335.99 9.39 -11.59 0 1 1
"caseULS00012" -1645.09 -172.27 285.07 0 1 1
```

Figure 5: FIN EC import file format.

### 3.3. Robot-to-FIN

As the Fig. 4 and 5 show, the form of the data exported out of Robot Structural Analysis and data imported into FIN EC differs significantly. Robot-to-FIN was prepared to allow the designer to change the data format easily, using MS Excel. All steps that the user takes are described as follows:

1. Copy the required results table from Robot Structural Analysis and paste into the input field of Robot-to-FIN, see Fig. 6. Two input fields are prepared - for ULS and SLS values;
2. Click on "Fill output" button – the format of the exported data is modified and the values are arranged in text strings;
3. Click on "Copy out" button – all rows of text are copied out;
4. Paste into Notepad file – the .txt file is created ready for import to FIN EC.

SLS-q (St)	for crack width check				load combinations: 120to121			
Panel/Node/Case	NXX (kN/m)	NYX (kN/m)	QXX (kN/m)	QYY (kN/m)	MXX+ (W&A) (kNm/m)	MXX- (W&A) (kNm/m)	MYY+ (W&A) (kNm/m)	MYY- (W&A) (kNm/m)
3656/17025/120	38.79>>	-164	-24.9	-22.57	29.36	0	15.01	0
3656/6/120	-560.01<<	-551.67	66.52	-49.55	0	-40.7	4.93	-8.01
3656/23/121	-216.21	-20.37>>	-10.16	4.06	8.1	-0.57	8.7	0
3656/19548/120	-212.9	-1221.07<	46.79	-109.22	3.59	-9.97	35.18	0
3656/15/120	-546.53	-456.62	90.41>>	-53.34	0	-42.44	2.18	-5.79
3656/19549/120	-305.84	-997.88	-68.33<<	-42.09	0	-55.47	7.55	-1.1
3656/34/120	-97.55	-110.66	-19.41	30.28>>	0	-22.68	4.4	-13.6
3656/19548/120	-212.9	-1221.07	46.79	-109.22<<	3.59	-9.97	35.18	0
3656/23/120	-304.49	-312.18	35.87	3.01	37.85>>	0	35.03	0
3656/19545/120	-151.63	-473.62	-10.19	11.45	0.0<<	-4.45	2.18	0
3656/6/121	-273.29	-36.57	-14.98	-8.61	13.24	0.0>>	10.72	0
3656/19549/120	-305.84	-997.88	-68.33	-42.09	0	-55.47<<	7.55	-1.1
3656/19548/120	-212.9	-1221.07	46.79	-109.22	3.59	-9.97	35.18>>	0
3656/19547/120	-260.19	-749.65	-11.07	-10.59	0	-6.88	0.0<<	-8.34
3656/19545/120	-151.63	-473.62	-10.19	11.45	0	-4.45	2.18	0.0>>
3656/9/120	-235.85	-786.82	-8.18	-82.26	0	-5.87	0	-31.91<<

Figure 6: Robot-to-FIN input field.

As described above, the whole data transfer is operated by copy-paste command and several buttons that run macros programmed in Visual Basic (VBA) (Vaswani 2018), see Fig. 7. The processes hidden under each button are described below.

- Fill output: Erases "<" and ">" symbols from the cells of extreme internal force value. Separates x- and y- direction of internal forces. Modifies the 'general' format of the cells to 'number'. Rearranges the table columns to obtain the

required sequence. Modifies the 'number' format of the cells to 'text'. Creates text strings fitted in one column from individual columns.

- Copy out: Stacks columns of ULS values and SLS values into one for both x- and y-direction without any blank rows, respecting the fact, that each structural element can have different number of nodes, and therefore, for each element the number of rows in the column differs. Copies out the data.
- Clear input: Clears the whole input field after finishing data transfer of one element to ensure that no values get mistakenly mixed with values of another element.
- Clear output: Clears the output field for the same reason as stated above.
- Clear all: Clears both input and output fields for the same reason as stated above.



Figure 7: Robot-to-FIN command buttons.

Apart from the basic principle and purpose described above, Robot-to-FIN offers additional features making the use more practical and convenient. As mentioned in Introduction, FEM analysis often gives unreasonable results, which is really only the effect of model simplification and meshing. For that the designer might sometimes choose to reduce some extreme values of some internal forces, for example peak bending moments on slabs above columns. This is possible in Robot-to-FIN by defining limit values for each internal force, separately for ULS and SLS, see Fig. 8. When the limit values are defined, all values exceeding them are reduced to the limit before the .txt file is composed. However, it is strongly advised that setting the limits is done only after careful consideration of an experienced designer.

ULS	lower limit	upper limit
Nx	-50,000	50,000
Ny	-2,200	50,000
Vx	-50,000	50,000
Vy	-50,000	50,000
Mx	-50,000	50,000
My	-50,000	50,000
SLS	lower limit	upper limit
Nx	-50,000	50,000
Ny	-2,200	50,000
Vx	-50,000	50,000
Vy	-50,000	50,000
Mx	-50,000	50,000
My	-50,000	50,000

Figure 8: Internal force peak reduction in Robot-to-FIN.

For convenience of the designer, instructions for correct use are provided directly in the spreadsheet. Also, identification field

is prepared for the user to fill in order to record the properties description of the subject part of the structure.

#### 4. CONCLUSIONS

Robot-to-FIN tool for data transfer between Robot Structural Analysis and FIN EC was prepared in Excel spreadsheet environment. Robot-to-FIN finds its use in the process of concrete structures design and enables the user to export results quickly and efficiently from structural analysis software and import them into FIN EC software to be assessed.

#### ACKNOWLEDGEMENTS

The support of Geotechnics and Tunnel department of Mott MacDonald CZ, s r.o. is gratefully acknowledged for providing the software used and opportunity to develop Robot-to-FIN.

#### References

- Autodesk (2020), *User's guide to Robot Structural Analysis*.  
 Fine (2020), *FIN EC 2021 - Uživatelská příručka*.  
 Vaswani, K. (2018), *Udemy online course: Excel Automation: Learn VBA Macros From Scratch*.

# DEBRIS VELOCITY ASSESMENT OF FIBER CONCRETE SPECIMENS LOADED BY BLAST LOAD

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 prezernace poznatků získaných v rámci experimentu zaměřeného na stanovení výbuchové odolnosti prvků z vysokohodnotného drákovbetonu (dále UHPFRC). V rámci toho experimentu byla měřena rychlost spodního povrchu jednotlivých vzorků a následně porovnávána. Byly tak získány grafy vývoje rychlosti těchto povrchů v případě všech tří módů porušení (prvek bez porušení, odštěpení spodního a horního povrchu, průraz). Vývoj rychlosti spodního povrchu je v rámci toho příspěvku ukázán na třech vzorových prvcích s výše uvedenými způsoby porušení. V závěru jsou experimentálně získané výsledky měření rychlosti spodních povrchů porovnány s daty uváděnými v literatuře. Toto porovnání je zaměřené zejména na míru nebezpečnosti rychlosti vytržených částic pro blízké osoby.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Výbuchová odolnost • UHPFRC desky • rychlos výtrže • numerické modely • trhliny

## ABSTRACT

This paper presents overview of the experimental measurement focused on the blast resistance of the ultra-high performance fiber reinforced composited specimens. Soffit velocity measurement was performed during the experiment. These velocity measurements were performed hand in hand with the video recording of the soffit. Three typical soffit velocity development were obtained. Each for typical failure mode (No damage, spall and crated and breach). At the end, obtained velocity results were compared to the literature. Comparison is focused only on the debris danger to the human health.

## KEYWORDS

Blast resistance • UHPFRC slabs • debris velocity • cracks

## 1. EXPERIMENTAL SETUP

Specimens were made of two proprietary UHPFRC materials with compressive strength 180 MPa (Premix A) and 150 MPa

(Premix B). Amount and length of fibers in each concrete mixture were similar as well as other material characteristics. Specimen dimensions were 1000 x 1000 mm x 100, 150 and 200 mm. To eliminate the effect of the side reflection of pressure wave, the specimen proportions were numerically tested and evaluated as sufficient. The pressure wave reached the bottom side of the specimen and caused the damage under the blast charge sooner than it reached side sides and reflected.

To evaluate known approaches of RC and UHPFRC blast resistance prediction, different scaled distances were used for each experiment. The charge of SEMTEX 1A explosive varied from 100 g to 1000 g. Clear distance between slab's top surface and explosive varied from 0 mm (contact blast) to 100 mm (close-in blast). Each explosive was situated in the centre of the slab. Shape of the explosive was cylinder with diameter/length ration equal to one. The detonation point was positioned approximately 20 mm below the top surface of blast charge.

Specimens were placed on a 720 mm high steel frame (Fig. 1). On the top, three steel plates were welded peripherally to avoid falling specimen from the steel frame during the blast. Supporting of the specimens with steel frame enabled considering boundary conditions as simply supported slab in both directions.



Fig. 1: Specimen with the explosive charge and mirror under specimen.

## 2. SPALL VELOCITY DEVELOPEMENT

Spall velocity was measured by the PDV device. Results from the measurement show velocity of spalling debris (i.e. spall

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

velocity) during blast propagation (from the initiation of blast until destruction of the collimator). Results from the PDV were divided into groups according to their final failure modes. Three typical velocity development curves with their phenomena are presented.

In case that the failure mode was crater or no damage, then instead of spall velocity the bottom surface velocity was measured. Therefore, both collimators survived and both acceleration and deceleration of the surface were recorded. Figure 2 shows typical development of the bottom surface velocity.

Channel 1, measuring the centre of the specimen, indicated no movement until the pressure wave reached bottom surface. After that, approximately 0.14 ms after the explosion, rapid acceleration occurred. Time duration of this acceleration was almost infinitely small. After the velocity peak was reached, the surface starts to decelerate. The deceleration was, in comparison with the acceleration, gradual. Deceleration can be divided into two parts. From 0.1 ms to 0.22 ms the deceleration was slow. After that time the deceleration rate increased. Finally, bottom surface stopped moving. After that time, there was no significant movement.

Channel 2, which measured the area located 75 mm from the centre of the specimens, showed similar trend. The movement started at the exactly same time as the centre point. However, the acceleration was not so rapid, and the velocity peak was not so high. After that point the deceleration occurred. Up to approximately 0.20 ms, the deceleration rate was higher than in case of channel 1. In 0.20 ms the area started to accelerate again but the second peak value reached lower values. After the second velocity peak occurred, the surface started to decelerate again around 0.24 ms. From time 0.32 ms deceleration of both measured areas were equal. Side area measured by channel 2 stops moving in 0.5 ms.

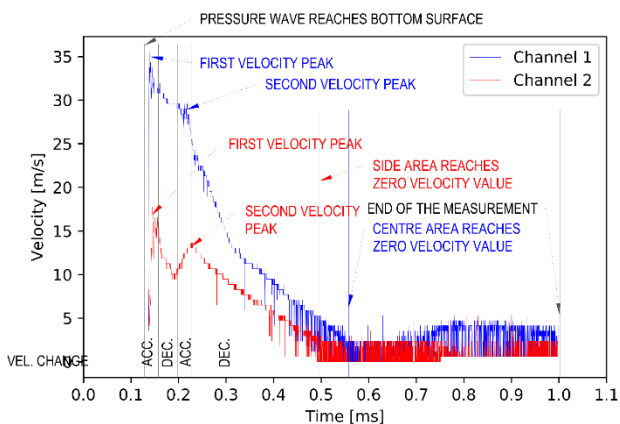


Fig. 2: Typical bottom surface velocity for crater only/ no damage failure mode

In case of the crater and spall failure mode was reached, the spall velocity development was similar to the development of velocity in case of only crater failure mode (Figure 3). After 0.14 ms the bottom surface started to rapidly accelerate. The velocity peak was immediately reached and the deceleration occurred. This part of deceleration lasted for about 0.15 ms and in 0.3 ms, area measured by channel two started to accelerate again. This acceleration was relatively small in comparison to

main acceleration. After the second peak value was reached the area measured by channel 1 decelerated. This deceleration lasted for about 0.12 ms. Since then the velocity of centre part after the second deceleration was almost constant. However, there are parts of the curve where the velocity is constant it is not possible to precisely determine when the spall is fully ejected.

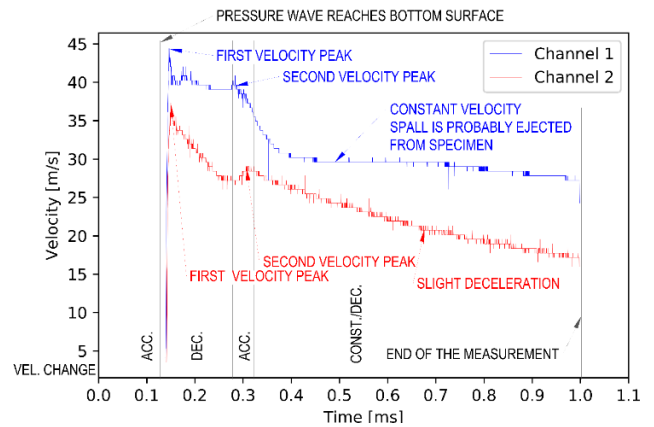


Fig. 3: Typical spall velocity for crater and spall failure mode

Development of spall velocity of breached specimens is relatively simple in comparison to the previous two failure modes (Figure 4). After the pressure wave reached the bottom surface, both measured areas rapidly accelerated and reached maximum velocity. Velocity of the spall was almost constant for the rest of the measurement. The measurement ended as the collimators were destroyed by the debris or measurement was manually stopped.

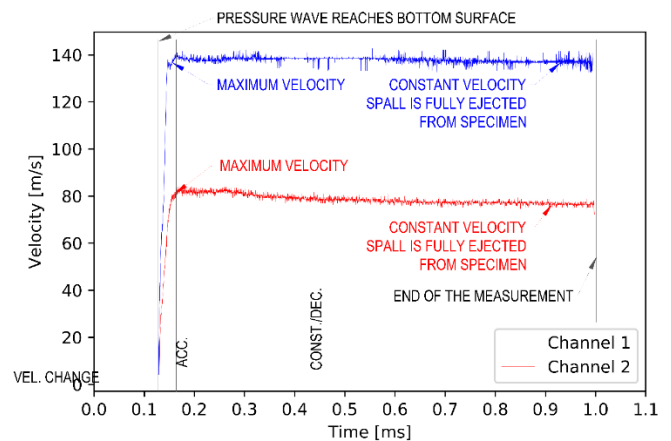


Fig. 4: Typical spall velocity for breach failure mode

Generally, the velocity development curve revealed following phenomena. The first velocity peak occurred immediately after the bottom surface was accelerated. This velocity was, in majority of the experimental results, the highest. In some cases, the highest velocity occurred after second or even third peak. This phenomenon can be caused by the wave reflection. If there was no spall, the bottom surface reached velocity peak and then decelerated in several phases. Each phase ended by further velocity peak. This peak, in most measurement, did not reach the values of the previous peak. Reason for this peak was probably multiple wave reflection at the edge of the specimen. Velocity development of the specimens with the crater and

spall failure mode was similar to the only crater failure mode. However, in some cases the velocity stayed constant after one of the velocity peaks the ejection of the spall cannot be determined only from PDV results. In case of breach, the curve was relatively simple. After first velocity peak was reached, the velocity did not significantly decrease and stayed almost constant for the rest of the measurement

### 3. FINAL VELOCITY

Analysis of the final velocity of the spall was performed in similar manner as the maximum spall velocity analysis. Nevertheless, during the measurement final velocity of the debris is probably more important than the maximum velocity. Generally, there are two key factors that determine how severe the explosion is from the point of facility damage or human safety view. First factor is the overpressure magnitude and its duration. Second factor is velocity of the ejected fragments of the affected facility, equipment and barriers.

For better orientation literature was reviewed and debris velocities for different lethal probabilities and injury threshold were implemented to the presented figures. As the affected facilities can be made from different materials and the lethality of the debris does not solely depend on the velocity but also the weight of the debris must be taken into consideration. Graphs presenting lethal thresholds for debris based on their velocity and weight can be found in literature. These graphs show the impact on different parts of human body. These limits are presented in figure 5 and figure 6.

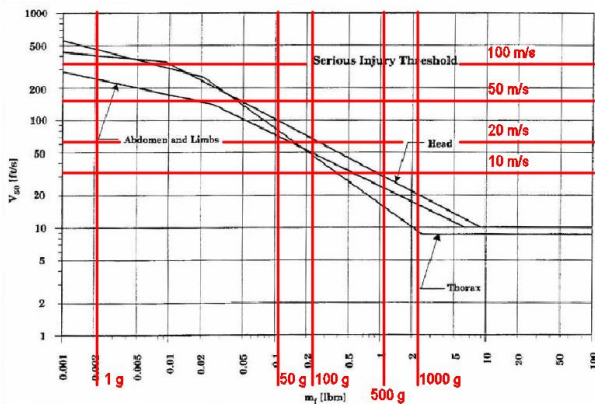


Fig. 5: Typical bottom surface velocity for crater only/ no damage failure mode [1] [2]

#### 3.1. Influence of scaled distance on the final velocity

As well as in case of maximum velocity, the final velocity decreased with the increase of scaled distance. Four specimens with the scaled distance 0.13 - 0.18 m/kg<sup>1/3</sup> and higher reached the final spall value 20 m/s and lower (figure 39). However, two specimens were without spall at all. Half of the specimens with the scaled distance 0.09 m/kg<sup>1/3</sup> and lower also reached the final velocity lower than 20 m/s. However, as in case of maximum velocity, most of these specimens were with the thickness of 150 mm and 200 mm. If these results were eliminated and only 100 mm thick specimens were considered (figure 40), most of the specimens with lower

scaled distance reached final spall velocity 80 m/s and higher for channel 1 and 30 m/s for channel 2. Development of the spall final velocity and its dependency on the scaled distance can be calculated by exponential function. R-values for these functions varied from 0.68 to 0.71 for both channels and both cases (all specimens, only 100 mm thick specimens).

Limits presented in figure 37 are implemented to the experimental results in figure 39 and figure 40 as well. Minimum debris velocity for 50% lethal probability of 50 – 1000 g debris were implemented to the figures. It is obvious that if the scaled distance was lower than 0.09 m/kg<sup>1/3</sup> then even 50 g debris would be lethal. On the other side if the scaled distance was higher than 0.13 – 0.18 m/kg<sup>1/3</sup> then even the 1000 g and 500 g debris did not reach the threshold for 50% lethal probability. However, it is important to emphasize that the distribution of debris weight was not measured. Velocities of debris were measured right after the blast and in very close distance from the soffit. It is probable that if measured further from the specimen, the velocity would decrease, and more results may drop under the 50% lethal line.

Debris weight - 1000 g				
Body part	Severe injury treshlod	Velocity [m/s]		
Kill probability	-	10%	50%	90%
Limbs and abdomen	4.0	10.0	13.1	16.8
Head	5.5	8.5	10.1	11.9
Throat	3.0	8.2	10.0	11.3
Debris weight - 500 g				
Body part	Severe injury treshlod	Velocity [m/s]		
Kill probability	-	10%	50%	90%
Limbs and abdomen	7.0	15.9	22.0	28.0
Head	9.2	14.3	16.8	20.4
Throat	5.8	10.0	12.8	18.3
Debris weight - 100 g				
Body part	Severe injury treshlod	Velocity [m/s]		
Kill probability	-	10%	50%	90%
Limbs and abdomen	18.3	39.6	51.8	64.0
Head	21.3	32.0	39.6	48.8
Throat	15.9	30.5	42.7	57.9
Debris weight - 50 g				
Body part	Severe injury treshlod	Velocity [m/s]		
Kill probability	-	10%	50%	90%
Limbs and abdomen	21.3	51.8	73.2	88.4
Head	29.9	48.8	53.4	62.5
Throat	25.9	51.8	61.0	86.9
Debris weight - 1 g				
Body part	Severe injury treshlod	Velocity [m/s]		
Kill probability	-	10%	50%	90%
Limbs and abdomen	85.4	176.8	231.7	289.6
Head	182.9	219.5	274.4	>300
Throat	146.3	237.8	268.3	>300

Fig. 6: Typical bottom surface velocity for crater only/ no damage failure mode

#### 3.2. Influence of the specimen thickness on the final spall velocity

Influence of the specimens' scaled thickness on the final spall velocity is presented in Figure 41. Increase of the scaled thickness above 0.24 m/kg<sup>1/3</sup> decreased the final velocity for more than 50% in comparison with the specimens with the scaled thickness of approximately 0.14 m/kg<sup>1/3</sup>. Development of the final velocity can be described by the exponential function with very high R-values; 0.97 for channel 1 and 0.81 for channel 2.

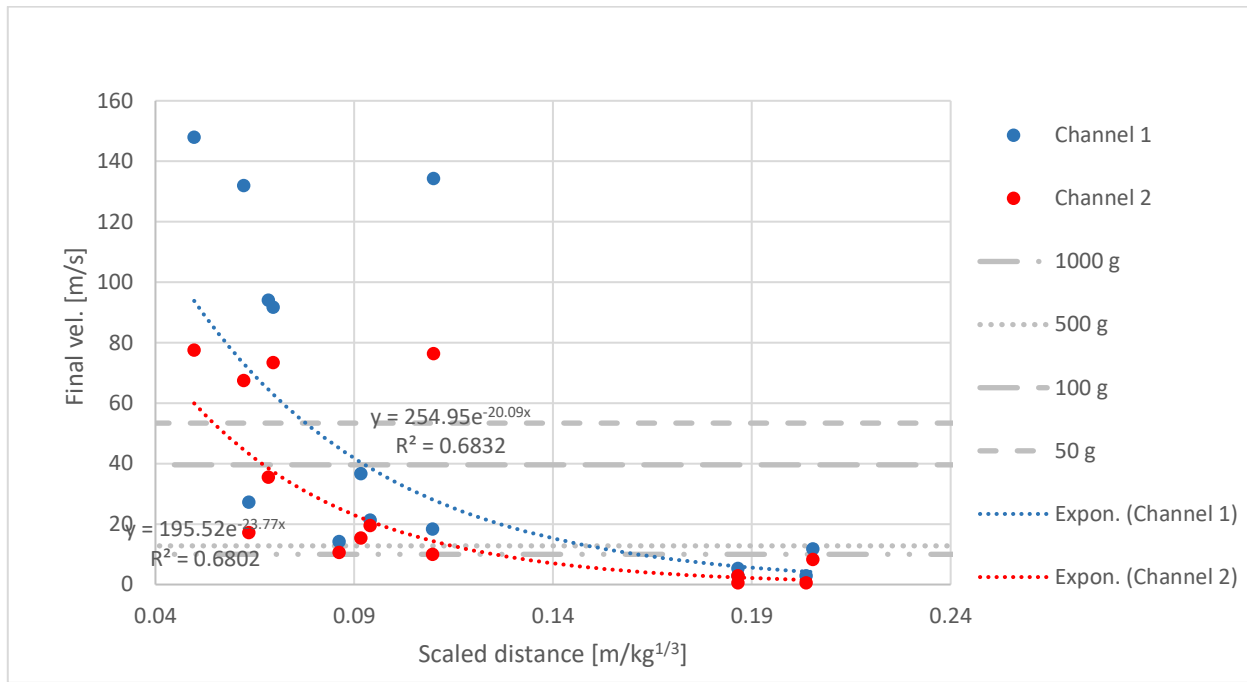


Fig. 6: Final velocity development comparison (all specimens)

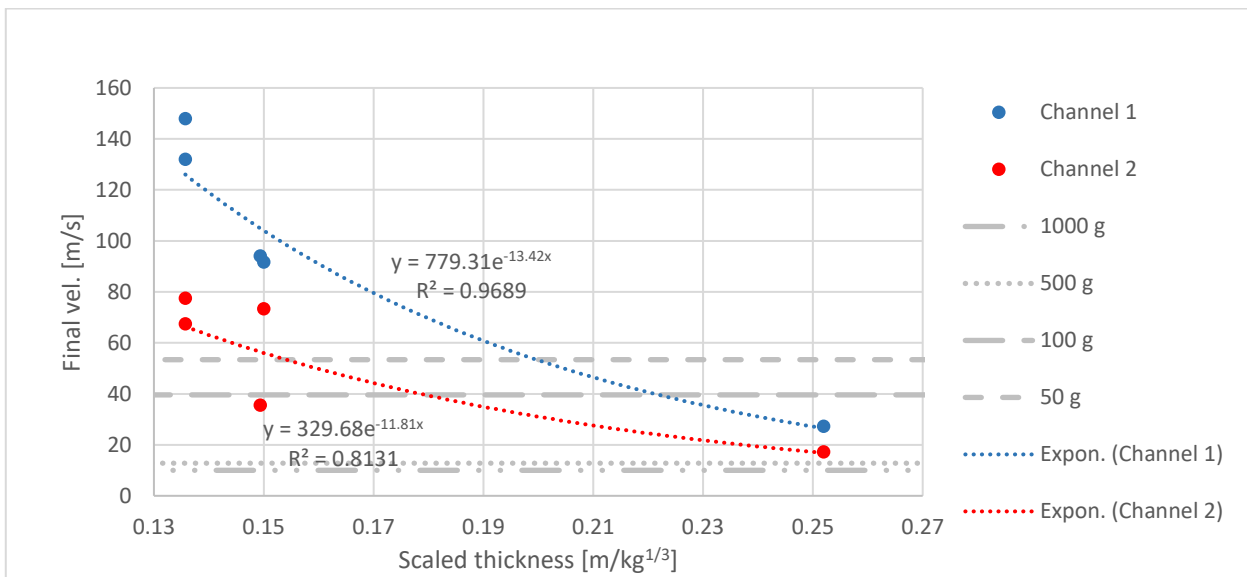


Fig. 7: Final velocity development comparison (scaled thickness)

**CONCLUSION**

Two types of UHPFRC were tested for their contact and close-in blast resistance. Materials with compressive strengths 180 MPa and 150 MPa were tested. The blast loading was created using SEMTEX 1A explosive. Weight of explosive varied from 100 g up to 1000 g. The distance between top surface and the explosive charge varied from 0 to 100 mm.

Presented results in this article were focused only on the evaluation of the soffit velocity. Velocity development of three different modes of were described in detail. Comparison with the data available in literature revealed values of the scaled distance and scaled thickness need for probability of health safety level.

Furthermore, influence of the experimental setup (specimen thickness and scaled distance) was evaluated.

**ACKNOWLEDGEMENT**

This work was financially supported by the Czech Technical University in Prague, project no SGS21/042/OHK1/1T/11 which is gratefully acknowledged.

**REFERENCES**

[1] AHLERS, Edvard B. Debris Hazards, A Fundamental Study: Final Report. IIT Research Institute, Chicago, 1990.  
 [2] COLE, J. Kenneth, Larry W. YOUNG a Terry JORDAN-CULLER. Hazards of Falling Debris to People, Aircraft, and Watercraft [online]. 1997 [cit. 2019-05-14].

# NÁVRH ESTAKÁDY Z UHPFRC PREFABRIKOVANÝCH SEGMENTŮ

Lukáš Kaprálek, \*

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

## ABSTRAKT

Tento článek představuje diplomovou práci, která se zabývá návrhem estakády z UHPFRC segmentů. Estakáda se nachází na dálnici D35 v úseku Opatovice – Časy.

Konstrukce je řešena jako spojitý nosník o 18 – ti polích o rozpětí 30 + 16 x 51 + 30 m. Hlavní nosné prvky konstrukce jsou dva komorové nosníky z prefabrikovaných segmentů, které jsou propojeny pomocí příčníků. Na příčníky jsou uloženy prefabrikované mostovkové desky vyztužené podélníky. Konstrukce je předpjatá v podélném i v příčném směru. V podélném směru jsou použity volné kabely vedené uvnitř komorových nosníků. V příčném směru je předepnuta horní deska pomocí kabelů v plochých kanálcích, které mohou být navrženy se soudržností i bez soudržnosti s betonem. Rovněž jsou předepnuty příčníky a mostovkové desky s podélníky – předpětí zde slouží i pro spojení jednotlivých dílů nosné konstrukce dohromady.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Dálniční most • UHPFRC • Estakáda • Prefabrikované prvky • Segmenty

## ABSTRACT

*This article presents a diploma thesis which is focused on desing of a highway viaduct made of UHPFRC precast segments. The viaduct is placed on highway D35, section Opatovice – Časy.*

*Superstructure of the bridge is made as a continuous beam with eighteen spans of the length 30 + 16 x 51 + 30 m. The main load-bearing elements of the bridge are two box girders composed of precast segments, which are connected with crossbeams. Crossbeams are then supporting precast deck slabs strengthened by longitudinal stiffeners. The bridge is prestressed in the longitudinal as well as in the transverse direction. In the longitudinal direction, external tendons are used, placed inside the box girders. In the transverse direction, the upper slab deck is prestressed by tendons in flat ducts, which can be made as bonded as well as unbonded. Also cross-beams and deck slabs with longitudinal stiffeners are prestressed – the prestressing is used here also for connection of individual elements together.*

## KEYWORDS

Highway bridge • UHPFRC • Viaduct • Precast elements • Segments

## 1. ÚVOD

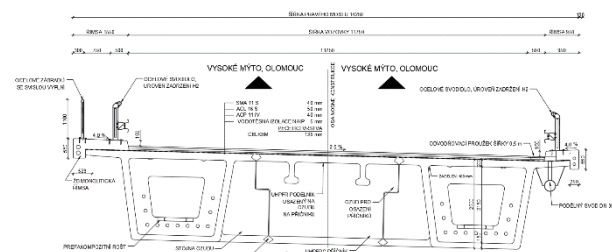
Předmětem diplomové práce byl návrh estakády z UHPFRC prefabrikovaných segmentů. Práce přímo navazuje na práci bakalářskou, kde byla řešena stejná konstrukce s odlišným způsobem výstavby. Zatímco v bakalářské práci se předpokládala montáž „vpřed“, v diplomové práci byla zvolena realizace letmou montáží pomocí lehkých atypických jeřábů, umístěných vždy na koncích vahadla.

Obsahem práce je statický výpočet ve stádiu výstavby i pro definitivní konstrukci, technická zpráva a výkresová dokumentace.

## 2. POPIS KONSTRUKCE

Konstrukce je vytvořena z prefabrikovaných prvků vyrobených z UHPFRC o  $f_{ck} = 161$  MPa. Díky vysoké pevnosti použitého materiálu v tlaku a velmi dobré pevnosti v tahu je možné navrhnout štíhlé prvky konstrukce a tím snížit jejich hmotnost.

V příčném směru je konstrukce tvořena dvěma segmentovými nosníky komorového průřezu, které jsou propojeny prefabrikovanými příčníky tvaru I. Na příčníky jsou uloženy mostovkové desky vyztužené podélníky.

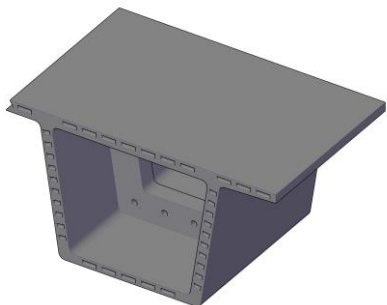


Obrázek 1 Příčný řez mostem

Hlavní segmentové komorové nosníky mají šířku 4,8 m a výšku 2,5 m. Délka jednotlivých segmentů v podélném směru mostu je u běžných segmentů 3,0 m, u nadpodporových segmentů 2,6 m. V každém komorovém segmentu je uprostřed ztužidlo, které je využito pro kotvení definitivních předpínacích kabelů i pro kotvení dočasných předpínacích tyčí, použitých při

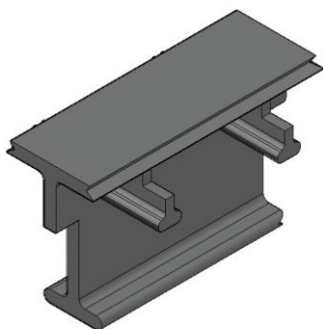
\* Školitel: doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.

montáži. Ztužidla mají základní tloušťku 0,3 m; tato tloušťka je lokálně zvětšena v místě kotvení kabelů z důvodu umístění kotev a zachycení kotevních sil.



Obrázek 2 3D model typického segmentu

Příčnický tvar I jsou umístěny nad podporami mezi každým 3., resp. 4. segmentem. Na příčnicích jsou ozuby pro usazení podélníků, které nesou mostovkovou desku.



Obrázek 3 3D model příčnicku

Poslední částí jsou podélníky s mostovkovými deskami. Ty jsou uloženy na příčnicích a vyplňují prostor mezi segmentovými nosníky a příčnickami. Podélníky jsou tvořeny (například) dvěma nosníky tvaru obráceného T pod deskou.



Obrázek 4 3D model desky s podélníky, pohled zdola

Spáry mezi segmenty jsou řešeny jako kontaktní, s malými smykovými ozuby. Čela segmentů jsou navíc při montáži natřena epoxidovým tmelem. Ostatní spáry jsou provázány betonářskou výztuží, zalaty UHPFRC a díly jsou dohromady sepnuty předpínací výztuží.

Celková délka nosné konstrukce je 879,0 metrů, šířka mostu je 2x 14,25 m a stavební výška 2,635 m.

### 3. ZPŮSOB VÝSTAVBY

Uvažovaný způsob realizace (v DP) nosné konstrukce je letmá montáž. V první fázi je osazen nadpilřový segment, příčník a navazující segment na každé straně. Stabilitu vahadla zajišťují provizorní podpěry umístěné v 1/3 délky běžného segmentu. V této fázi jsou k sobě segmenty sepnuty pomocí předpínacích tyčí. V navazující fázi jsou na vahadlo umístěny lehké atypické jeřáby a lehký atypický dopravní prostředek. Segmenty jsou dále zvedány na dopravní prostředky pomocí autojeřábů a po vahadle dopravovány pod lehké jeřáby. Připnutí segmentů je vždy v první fázi realizováno předpínacími tyčemi, po vytvrdnutí epoxidového tmelu jsou napnuty volné předpínací kabely.

Po smontování kompletního vahadla se konstrukce propojí s krajním polem resp. s navazujícím vahadlem pomocí monolitické dobetonávky. V následující fázi se napnou kladé kabely, které zaručí spojení vahadel.

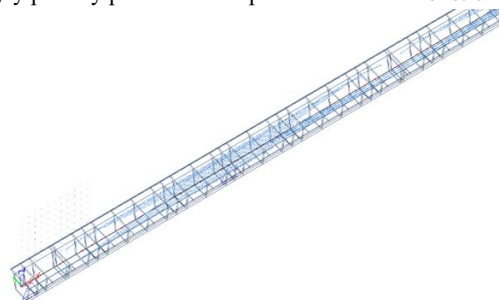
### 4. VÝPOČETNÍ MODEL

Konstrukce byla pro výpočet modelována jako spojitý nosník o 4 polích, což přineslo značné zjednodušení výpočtů, ale zároveň bylo dostatečně vystiženo působení dané konstrukce.

#### 4.1. 2D TDA model

Pro výpočet vnitřních sil ve stavebních fázích konstrukce byl zhotoven 2D TDA model v programu SCIA eng. 19.1. V tomto modelu byla uvažována vlastní tíha nosné konstrukce, ostatní stálé zatížení, tíha jeřábů i dopravních prostředků a staveništní zatížení. V modelu bylo dále uvažováno podélné předpětí - konzolové a kladné kabely.

Z každé fáze výstavby konstrukce byly vnitřní síly vypsány do tabulkového procesoru, kde bylo posouzeno zamezení vzniku tahových napětí ve spárách mezi segmenty. Vnitřní síly v době uvedení do provozu a na konci životnosti byly použity pro závěrečné posouzení nosné konstrukce.



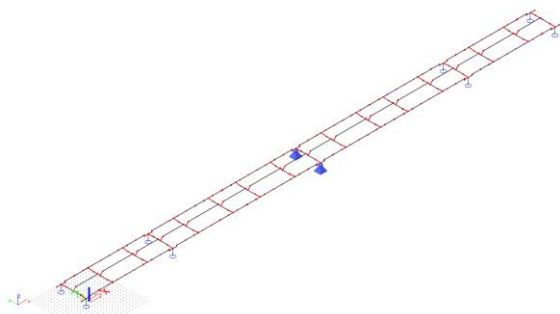
Obrázek 5 2D TDA model

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



## 4.2. 3D prutový model

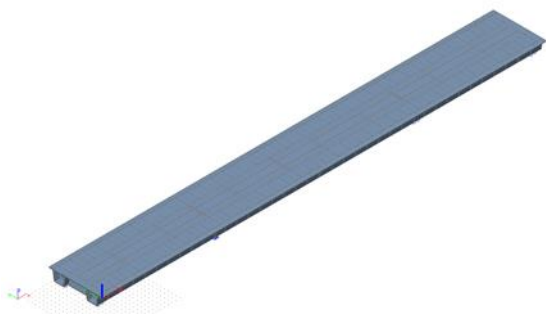
Tento model byl vytvořen pro výpočet vnitřních sil na definitivní konstrukci. Pro výpočet byly uvažovány stovky zatěžovacích stavů od zatížení dopravou, dále zatížení nerovnoměrnou změnou teploty, zatížení větrem a nerovnoměrnými poklesy podpor. Z vypočtených hodnot byly v tabulkovém procesoru vytvořeny grafy extrémů  $M_{max}$  a  $M_{min}$  od jednotlivých druhů zatížení.



Obrázek 6 3D definitivní model

## 4.3. Deskostěnový model

Deskostěnový model byl vytvořen pro výpočet vnitřních sil v příčném směru konstrukce a pro posouzení napětí na mostovkové desce. Zatížení dopravou v příčném směru bylo modelováno pro 10 různých poloh zatížení s podélným krokem 1,0 m. Celkem vzniklo přes tisíc zatěžovacích stavů zatížení dopravou.



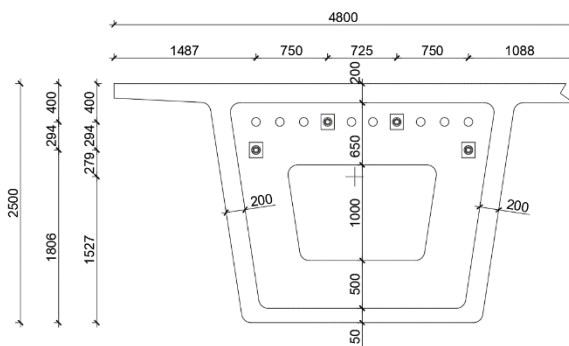
Obrázek 7 Deskostěnový model

# 5. PŘEDPĚTÍ

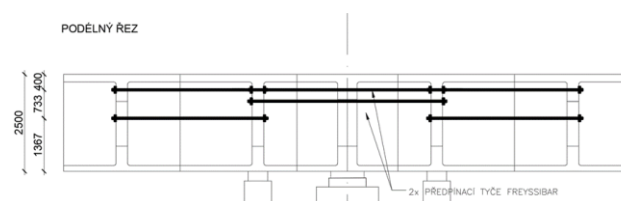
## 5.1. Předpětí vahadla – předpínací tyče

Při montáži konstrukce jsou použity předpínací tyče o průměru 36 mm. Při jejich návrhu byl rozhodující faktor rovnoměrné roložení tlakového napětí ve spáře mezi segmenty, kvůli vytvrnutí epoxidového tmelu a pro přenos smyku přes smykové ozuby. Vzhledem k opakovanému použití tyčí je redukována

maximální předpínací síla na polovinu. Pro vedení a kotvení tyčí jsou využity otvory pro kanálky předpínacích kabelů ve ztužidle.



Obrázek 8 Rozmístění předpínacích tyčí - příklad

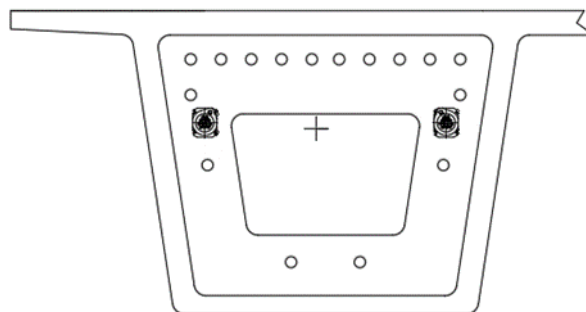


Obrázek 9 Pohled na rozmístění tyčí v podélném směru

## 5.2. Předpětí vahadla – předpínací kabely

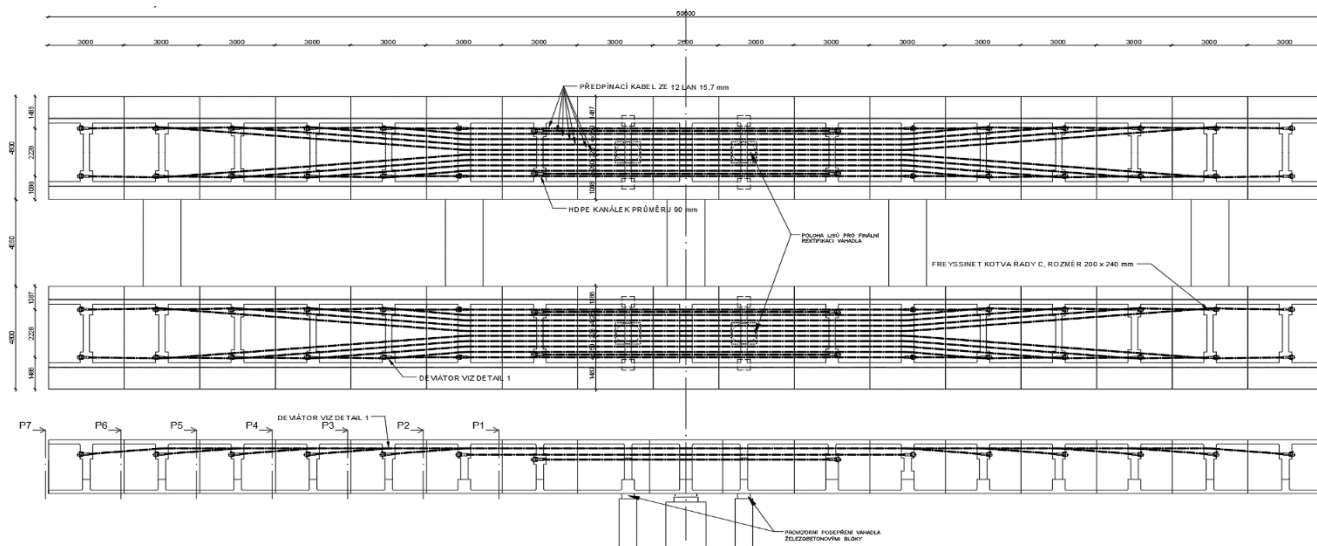
Předpětí vahadla je realizováno pomocí 12 – ti lanových kabelů z lan Monostrand uvnitř komory. Jednotlivé kabely jsou kotveny ve ztužidlech. Pro změnu směru vedení kabelů jsou použity deviátory umístěné taktéž ve ztužidlech. Navržené předpětí pro stavební stadia vahadla je využito i pro definitivní předpětí a nad podporami nebylo třeba dopínat žádné dodatečné kabely. Kabely jsou kotveny co nejbližší stěn komorového segmentu pro zamezení nadměrného namáhání ztužidla.

Vzhledem k omezenému prostoru uvnitř komory bylo vedení kabelů věnováno hodně času a to především umístění kotev kabelů tak, aby kabely bylo možné napnout.



Obrázek 10 Pohled na kotvení čelo konzolových kabelů - příklad

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



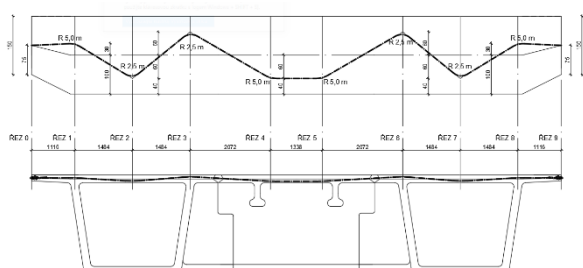
Obrázek 11 Vedení konzolových kabelů pro předpětí vahadla

### 5.3. Kladné kabely

Po spojení vahadel konstrukce jsou napnuté kladné kabely. Opět jsou zde použity kabely o 12 – ti lanech. Vedení kabelů je přímé a jsou kotveny postupně po segmentech, toto rozmístění respektuje průběh ohybových momentů.

### 5.4. Příčné předpětí

V diplomové práci byl rovněž proveden návrh příčného předpětí v horní desce. Použity jsou zde kabely tvořené třemi lany Y1860 S7 – 13,0 mm s plochými kanálky. Posouzeno bylo provedení s kabely se souřzností i bez souřznosti. Kabely jsou v podélném směru po 0,5 m.



Obrázek 12 Předpětí v příčném směru

## 6. POSOUZENÍ KONSTRUKCE

### 6.1. Posouzení MSP

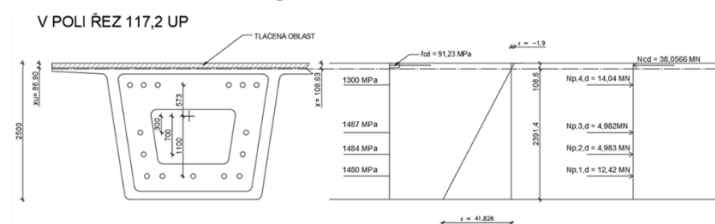
Jedná se o segmentovou konstrukci, hlavní omezující podmínka z hlediska MSP je tedy omezení tahových napětí hodnotou 0 MPa ve spárách segmentů při působení charakteristické kombinace. Konstrukce vyhověla ve všech posuzovaných časech a stavebních stádiích.

V příčném směru bylo tahové napětí omezeno hodnotou 5,33 MPa. Posouzení bylo provedeno přímo

v programu SCIA eng. a to vykreslením izoploch napětí. Konstrukce vyhověla.

### 6.2. Posouzení MSÚ

Posouzení MSÚ bylo provedeno pro maximální kladný a záporný moment v době uvedení do provozu i na konci životnosti. Vzhledem k použití volných kabelů bylo napětí v kabelech v tažené oblasti průřezu zvětšeno o 100 MPa.



Obrázek 13 Posouzení MSÚ podélný směr

V příčném směru byla posouzena horní deska (mostovka). Posouzení bylo provedeno ve 3 různých variantách a to:

- pro soudržnou předpínací výztuž – bez uvážení tahové pevnosti betonu
- pro nesoudržnou předpínací výztuž – bez uvážení tahové pevnosti betonu
- pro nesoudržnou předpínací výztuž – s uvážením tahové pevnosti betonu

Výsledky jsou uvedeny v následující tabulce:

Řez	Vypočtené momenty únosnosti						Návrhové momenty působící v řezu - včetně stat. neurč. účinků předpětí		Posouzení	
	Varianta 1		Varianta 2		Varianta 3		UP	K2	UP	K2
	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]				
Nad podporou	134	134	119	116	195	192	64	60	VYHOVÍ	VYHOVÍ
V poli	134	134	123	119	191	188	62	64	VYHOVÍ	VYHOVÍ

## 7. ZÁVĚR

V článku je představena nová, zatím nepoužitá segmentová konstrukce. V rámci diplomové práce byly posouzeny hlavní nosné části a ověřena možnost fungování navrhované konstrukce. Díky použitému systému prefabrikovaných segmentů, příčníků a podélníků je konstrukce variabilní, použitelná pro různé šířky, délky a způsoby výstavby mostů. Materiál UHPFRC, který je pro jednotlivé prvky použit, je velice odolný a spolu s použitím kvalitní předpínací výztuže typu monostrand je předpokládána dlouhá životnost konstrukce.

Konstrukce vyhověla ve všech posuzovaných stavech použitelnosti i únosnosti a to v podélném i v příčném směru.

Dalšímu zkoumání této konstrukce se budu věnovat ve své dizertační práci.

## Literatura

1. KAPRÁLEK, Jan, 2020. *Návrh estakády z UHPFRC prefabrikovaných segmentů*. České vysoké učení technické v Praze. Fakulta Stavební
2. ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2 - cvičení: návrh předpjatého mostu podle Eurokódů*. V Praze: České vysoké učení technické, 2015. ISBN 9788001056905.
3. ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2: přednášky*. V Praze: České vysoké učení technické, 2014. ISBN 9788001055434.
4. TOULEMONDE, François a Jacques RESPLENDINO. *Designing and Building with UHPFRC*. 2nd ed. Great Britain: John Wiley, 2013. ISBN 978-1-84821-271-8.
5. AFGC-SETRA. *Bétons Fibrés à Ultra-hautes Performances – Recommandation*. 2013
6. ČSN EN 1992-1-1 ed 2, Eurokód 2. *Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2011.
7. ČSN EN 1992-2, Eurokód 2. *Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady*. Praha: Český normalizační institut, 2007.
8. ČSN 73 6214. *Navrhování betonových mostních konstrukcí*. Praha: Český normalizační institut, 2014.
9. Standard NF P18-710 *National addition to Eurocode 2 - Design of concrete structures: specific rules for ultra-high performance fibre-reinforced concrete (UHPFRC)*, Francie, duben 2016,
10. Standard NF P18-470 *Concrete - Ultra-high performance fibre-reinforced concrete - Specifications, performance, production and conformity*, Francie, červenec 2016.
11. Doc. Ing. Roman Šafář. Ph.D., Ing. Lukáš Kaprálek, *Variabilní sestava betonových prefabrikovaných prvků pro mostní konstrukce – Užité vzor*, Úřad průmyslového vlastnictví
12. Doc. Ing. Roman Šafář. Ph.D., Ing. Lukáš Kaprálek, *Prefabrikovaný systém z UHPFRC pro mostní konstrukce – Patent* Úřad průmyslového vlastnictví

# REALIZACE ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ V ZIMNÍCH PODMÍNKÁCH

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 realizací železobetonových konstrukcí v zimních podmínkách. Shrnuje doporučení týkající se provádění, receptury betonu a ošetřování betonu. Krátce uvádí základní požadavky norem. V praktické části příspěvku jsou představena opatření při betonáži v zimních podmínkách z reálných staveb. Je zde zastoupeno tepelné izolování bednění, vytápění ztracenými elektrickými topnými kabely, teplovzdušné vytápění při realizaci stropních konstrukcí a použití systémového stěnového vytápěného bednění. V případě dvou příkladů jsou prezentována i měření vývoje teploty betonu. Na závěr jsou zmíněna specifika pracovních spár či jiných detailů konstrukce vzhledem k realizaci železobetonových konstrukcí v zimních podmínkách.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Betonáž v zimě • Ošetřování betonu • Beton raného stáří • Vytápěné bednění • Odbedňování

## ABSTRACT

This paper deals with the execution of reinforced concrete structure in winter conditions. Recommendations for the execution, concrete recipe, and curing of concrete are summarized. Basic requirements related to standards are briefly mentioned. In the practical part, measures for cold weather from real projects are presented. The main parts of the practical part are thermal insulation of formwork, heating via lost electric heating cables, hot-air heating during the hardening process of concrete slab, and usage of heated wall formwork. In the case of the two presented examples, measurements of concrete temperature development are included. Finally, specifics of construction joints or other particular details of reinforced concrete structures are mentioned with regard to cold weather concreting.

## KEYWORDS

Cold weather concreting • Concrete curing • Early-age concrete • Heated formwork • Stripping the formwork

## 1. ÚVOD

Během zimního období vyžaduje ošetřování betonu více pozornosti, zejména kvůli jeho ochraně při nízkých teplotách a mrazech. Při nízké teplotě je také výrazně ovlivněna rychlost hydratace cementu, proto je nutné počítat s pomalejším vývojem pevnosti. V případě, že teplota betonu velmi raného stáří klesne pod 5°C, hydratace cementu je výrazně zpomalena. Pokud teplota klesne pod bod mrazu, hydratace je téměř zastavena a dále může dojít i k nevratnému poškození betonu vlivem expanze vody v pórech při její změně skupenství v led.

V následujících kapitolách jsou uvedena doporučená opatření z hlediska provádění, receptury i ošetřování betonu a příklady ochrany betonu před nízkými teplotami z praxe.

## 2. DOPORUČENÁ OPATŘENÍ

Betonáž při nízké teplotě nastává pokud teplota vzduchu klesne pod 5°C. Lze ji dále rozdělit na počasí s mírnými mrazy a počasí se silnými mrazy. Za mírné mrazy můžeme považovat počasí, kdy se teplota krátkodobě pohybuje v rozmezí od 0°C do -10°C. V tomto případě zpravidla postačí kombinace vhodné receptury betonu, teploty čerstvého betonu a ochrany betonu - tepelná izolace uloženého betonu. Počasí se silnými mrazy je uvažováno, když teplota vzduchu klesá pod -10°C. Za těchto podmínek je zpravidla třeba použít kromě ochrany betonu před nadměrnými ztrátami tepla i vytápění. [1]

### 2.1. Příprava

Před betonáží je velmi důležitá příprava povrchů se kterými bude uložený beton v kontaktu, jejich teplota by měla být vyšší než 0°C. Sníh a případný led musí být odstraněn z povrchu bednění, výztuže a pracovních spár. [1]

### 2.2. Možná úprava receptury

Betonáži v zimním období je vhodné přizpůsobit recepturu betonu v rámci dostupných možností. Doporučují se následující úpravy: [1]

- Použít CEM I vyšší pevnostní třídy (42,5 R, 52,5 R)
- Snížit vodní součinitel použitím superplastifikátoru
- Zvýšit obsah cementu

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

- Použití urychlovač tvrdnutí bez obsahu chloridů a kompatibilní s použitým cementem

Pokud to možnosti betonárny umožňují, je vhodné zvýšit teplotu čerstvého betonu použitím teplé záměsové vody, ohřevem kameniva či případě kombinací obou opatření. Teplota čerstvého betonu v okamžiku dodání na stavbu by dle EN 13670 neměla být nižší než 5°C. Doporučuje se 10°C, což je zpravidla i požadováno v různých lokální technických předpisech, příkladem mohou být Technické kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací – TKP 18 vydané ministerstvem dopravy v České republice. [1; 2; 3]

### 2.3. Ošetřování betonu

Je doporučeno udržet teplotu uloženého betonu alespoň na 5°C po dobu minimálně 72 hodin. Nejdůležitější je ochrana betonu před nízkými teplotami – nižšími než 5°C v raném stádiu před dosažením určité minimální pevnosti. Hodnota této pevnosti, kdy beton může být jednorázově vystaven mrazu je v mnoha běžných případech 5 MPa. Může se ovšem lišit v závislosti na druhu konstrukce, její geometrii, stupni vlivu prostředí a třídě betonu. Požadavek je pak zpravidla uveden v technické specifikaci projektu. Pro schopnost betonu vzdorovat zmrazovacím a rozmrazovacím cyklům bez značného negativního vlivu na budoucí vlastnosti je nutné dosáhnout minimálně pevnosti 15 MPa. [1; 4]

### 2.4. Požadavky norem

Dle evropské normy EN 13670 nesmí teplota povrchu betonu klesnout pod 0°C dokud není dosažena minimální pevnost v tlaku 5 MPa. Americká norma ACI 306 rovněž předepisuje ochranu betonu před mrazem, ale minimální pevnost v tlaku je 500 psi což odpovídá 3,5 MPa. [3; 5]

## 3. PŘÍKLADY ZIMNÍCH OPATŘENÍ V PRAXI

Jak již bylo zmíněno v předchozí kapitole, pokud teplota vzduchu neklesá hluboko pod bod mrazu, může být dostatečným opatřením tepelná izolace bednění/betonu. Tím se snižují tepelné ztráty betonu a zároveň se efektivně využívá hydratační teplo, které se vyvíjí během hydratace cementu - exotermické reakce cementu s vodou. Při rozhodování zda-li je izolace betonu dostatečná ochrana před nízkými teplotami a mrazem je nutné zvážit: nutnou dobu ochrany betonu, teplotu venkovního prostředí, recepturu betonu a rozměry konstrukce. U subtilních konstrukcí s nízkým poměrem objemu k povrchu může být izolování problematické. Pokud je izolace betonu nedostatečná pro zajištění vhodné teploty zrání betonu, je nutné použít ohřev konstrukce nebo jejího okolí. Následující podkapitoly prezentují příklady řešení zimní betonáže v praxi.

### 3.1. Tepelná izolace bednění

Prvním příkladem je izolace rámového bednění. Obrázek 1 zobrazuje příklad rámového bednění Framax, do kterého je vložena izolace o tloušťce 80 až 100 mm. Toto řešení se často

používá například ve Švédsku, odkud i zmíněný obrázek pochází.



Obrázek 1 - Izolace rámového bednění pěnovým polystyrénem, Švédsko [Foto: Robert Björkman]

Vyplněním prostoru mezi ocelovými rámy redukuje tepelnou propustnost  $L$  [W/K] jednoho panelu zhruba na polovinu. Dosažení nižších hodnot tepelné propustnosti velmi omezuje konstrukce ocelového rámu s vysokým součinitelem tepelné vodivosti  $\lambda$  [W/m.K]. Ačkoliv se z pohledu tepelné techniky nejedná o efektivní opatření, pro mírné mrazy v kombinaci s vyšší teplotou čerstvého betonu je toto řešení dostatečné a často úspěšně používané za mírných mrazů. Výhodou tohoto řešení je relativně snadné provedení a jednoduché použití v praxi. Tepelné izolační výplň je vkládána do bednění zpravidla na začátku projektu a dále jsou už jsou prováděny pouze nutné úpravy v závislosti na sestavování a rozebírání bednění. Je ovšem nutné ještě tepelně ošetřit pracovní spáry, které by normálně byly v přímém kontaktu se studeným vnějším prostředím.

### 3.2. Vytápění ztracenými kabely

Dalším příkladem je vytápění konstrukce ztracenými odporovými kabely. Obrázek 2 zobrazuje ztracený odporový kabel připevněný na výtuži stěnové konstrukce.



Obrázek 2 - Vytápění betonu elektrickými odporovými kabely, Polsko [Foto: Ivan Beliatski]

Vzhledem k použití elektrické energie je při zapojování kabelu ke zdroji nutná jistá opatrnost. Jedná se také o relativně jednoduché řešení, které vyžaduje ztracený prvek – kabel, který je zabetonován do konstrukce.

### 3.3. Teplovzdušný ohřev stropních konstrukcí

Třetím příkladem je ohřev prostoru pod stropní konstrukcí pomocí teplovzdušných topidel umístěných v podlaží pod realizovanou stropní konstrukcí. Pro zajištění alespoň částečné efektivity tohoto řešení je nutné provést následující dvě opatření. Výrazně omezit výměnu vzduchu mezi vytápěným podlažím a exteriérem případně ostatními částmi budovy. Běžné řešení je „zaplachtování“ otvorných otvorů a schodiště.



Obrázek 3 - Zakrytí okenních otvorů v podlaží, kde je umístěno vytápění, Finsko [Foto: Autor]

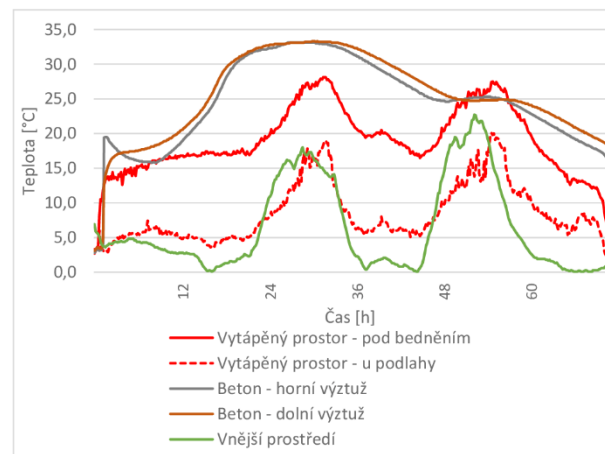
Dále je nutné omezit tepelné ztráty povrchu betonu a současně ochránit beton před mrazem. To lze zajistit přikrytím horního povrchu betonu polyethylenovou pěnovou fólií o tloušťce cca 1 – 2 cm po dokončení betonáže.



Obrázek 4 - Dokončování betonářských prací, Finsko [Foto: Autor]

Obrázek 5 ukazuje vývoj teplot betonu a vzduchu při použití tohoto řešení. Betonáž byla dle plánovaného harmonogramu dokončena v pátek odpoledne. Víkend, kdy je stavba zavřena, byl využit pro zrání betonu. V grafu je viditelný čas zabetonování teplotních čidel prudkým vzrůstem měřené teploty „betonu“. Teplota čerstvého betonu při dodání na stavbu byla 21°C. Teplota vzduchu vytápěného prostoru pod zrající stropní konstrukcí byla měřena ve dvou místech, křivky těchto teplot dobře demonstřují teplotní stratifikaci vzduchu po výšce prostoru. Vzhledem ke slunečnému víkendovému počasí je zde viditelný vliv slunečního záření na teplotu v horní vrstvě betonu. Teplota venkovního vzduchu dosahovala během dne maximálně 5°C, naměřené hodnoty

zelené křivky jsou ovlivněny umístěním teplotního čidla na slunci.



Obrázek 5 - Vývoj teplot vzduchu a betonu při použití plynového vytápění

Měření bylo provedeno ve střední části Finska bohužel až na začátku dubna, kdy se průměrná teplota pohybuje pouze okolo bodu mrazu.

### 3.4. Systémové vytápěné bednění

Čtvrtý příklad stejně jako předchozí pochází z výstavby rezidenční budovy u města Oulu ve Finsku, které se nachází přibližně 170 km jižně od severního polárního kruhu. Zde je zimní betonáž aktuálním tématem přibližně od října do dubna vzhledem k místním teplotám.

Dodavatelé betonu jsou schopni během zimního období dodávat na staveniště betonu o teplotě 20°C. Toho jsou schopni docílit zvýšenou teplotou záměsové vody v kombinaci s ohříváním kameniva.

Z důvodů dlouhého zimního období je zde používáno i systémové vytápěné bednění, kterým je v tomto konkrétním případě rámové bednění Framax Xlife Plus Thermo. Jedná se o rámové bednění Framax Xlife Plus doplněné od izolovaný přídatný rám, který zajišťuje vytápění. Zpravidla se bednění používá v setu sestaveném z třech panelů o rozměrech 270 x 270 cm. Dále jsou dostupné i velikosti panelů 135 x 270 cm, 60 x 270 cm pro zajištění větší rozměrové variability. Pro tři panely je třeba jedno řídicí zařízení do kterého je zapojen zdroj elektrické energie (bílý box - obrázek 6). Vytápění funguje na principu elektrického odporového vytápění.

Cílem tohoto systémového řešení je umožnění jednodenního cyklu výstavby stěnových železobetonových konstrukcí. Jak bylo uvedeno v předchozí podkapitole, betonáž stropu je zpravidla plánována před víkendem kvůli efektivnímu využití dvou dnů pro zrání betonu, kdy se na stavbě nepracuje. Stěnové konstrukce, které jsou z hlediska statiky méně náročné, se zde zpravidla provádějí v jednodenním cyklu. Od časného rána probíhají armovací práce, před polednem je konstrukce zabetonována a po obědě probíhá betonáž. Konstrukce je pak odbedněna následující ráno – přibližně po sedmnácti hodinách.

Obrázek 6 zobrazuje zmíněné vytápěné bednění v levé části, v pravé části je dále vidět přibližně 20 let staré vytápěné bednění.



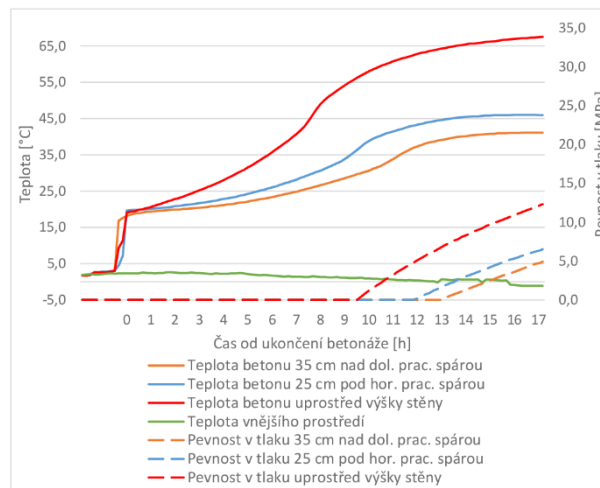
Obrázek 6 - Vytápěné stěnové bednění, Finsko [Foto: Autor]

Obrázek 8 zobrazuje měření teplot a pevností betonu v konstrukci stěny o tloušťce 150 mm (její betonáž - obrázek 7). Ve stěně byly osazeny tři teplotní čidla uprostřed její tloušťky. První čidlo bylo osazeno 35 cm od paty stěny, druhé uprostřed výšky stěny a třetí 25 cm od horní pracovní spáry. Čas „0“ označuje dokončení betonáže.



Obrázek 7 - Betonáž stěny s použitím vytápěného stěnového bednění, Finsko [Foto: Autor]

Teplota venkovního vzduchu se pohybovala v době měření okolo 0°C. Pro realizaci stěnové konstrukce byl použit beton C28/35. (pozn.: Tato pevnostní třída betonu není v České republice běžná, ale v Holandsku, Itálii či Finsku se jedná o běžně používanou pevnostní třídu betonu.) Na základě přibližné kalibrace byl stanoven i vývoj pevnosti v tlaku pomocí metody zralosti s bezpečnostním faktorem 3,2 MPa. Po sedmnácti hodinách, tedy následující ráno po betonáži byla pevnost betonu ve všech měřených bodech dostatečná pro odbednění ( $\geq 5$  MPa).



Obrázek 8 - Vývoj teploty a pevnosti v tlaku betonu při použití rámového vytápěného bednění

Po odbednění jsou stěny zpravidla přikryty polyethylenovou pěnovou fólií o tloušťce 1 – 2 cm, aby se zpomalilo chladnutí konstrukce.



Obrázek 9 - PE pěnová fólie (vlevo), stavební elektrický rozvaděč - důležitá součást staveniště při použití vytápěného bednění (vpravo), Finsko [Foto: autor]

### 3.5. Řešení pracovních spár

Problematickým detailem z hlediska ochrany betonu před nízkými teplotami jsou pracovní spáry či rohy stěnových konstrukcí.

Příkladem pracovní spáry je pata realizované stěnové konstrukce, kde čerstvý beton přichází do kontaktu se ztvrdlým betonem o velmi nízké teplotě – s relativně velkým objemem materiálu o nízké teplotě s velkou tepelnou kapacitou. Z tohoto důvodu se při velmi nízkých teplotách umísťuje do pracovních spár ztracený elektrický odporový kabel, aby ani zrající beton v těsné blízkosti pracovní spáry nebyl vystaven nízkým teplotám.

Druhým uváděným problematickým detailem je například roh stěnové konstrukce. Pro tuto část neexistují systémová řešení s integrovaným vytápěním, proto v některých projektech, kde se počítá s použitím vytápěného bednění jsou tyto detaily řešeny vylamovací výztuží.

#### 4. ZÁVĚR

Pro dosažení požadované kvality výsledného materiálu konstrukce - betonu a předcházení výrazného zpoždění oproti plánovanému harmonogramu při realizaci železobetonových konstrukcí v zimních podmínkách jsou důležité následující opatření:

- výběr vhodné receptury betonu,
- výběr systému bednění a řešení ochrany betonu či ohřevu betonové konstrukce,
- správné ošetřování,
- důsledná ochrana před nízkými teplotami.

#### PODĚKOVÁNÍ

V závěru bych rád poděkoval svému švédskému kolegovi Robertu Björkmanovi za diskuzi a podněty spojené s tímto tématem.

Výsledky uvedené v článku jsou jedním z podkladů pro řešení projektu SGS21/041/OHK1/1T/11.

#### CITOVANÁ LITERATURA

- [1] KLEČKA, Tomáš, Vladimír VESELÝ, Stanislav SMIRŮNSKÝ, Václav BLÍŽKOVSKÝ a Lukáš PEŘEK. *Příručka technologa: Suroviny - výroba - vlastnosti*. 1. aktualizované. Praha: Českomoravský beton, 2013.
- [2] ČESKÁ REPUBLIKA. *Technické kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací: Kapitola 18 - Betonové konstrukce a mosty*. In: . Praha: Ministerstvo dopravy - odbor pozemních komunikací, 2016, ročník 2, TKP 18.
- [3] ČSN EN 13670. *Provádění betonových konstrukcí*. 1. Praha: UNMZ, 2010.
- [4] COLLEPARDI, Mario. *The New Concrete*. 2nd. Lancenigo, Italy: Grafiche Tintoretto, 2010. ISBN 9788890377723.
- [5] ACI 306. *Guide to Cold Weather Concreting*. USA: American Concrete Institute, 2016.



# KOTEVNÍ OBLASTI V KONSTRUKCÍCH Z MATERIÁLU UHPFRC A EXPERIMENTÁLNÍ ZJIŠTĚNÍ ÚNOSNOSTI

Jan Prchal<sup>1</sup>

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 věnován problematice kotvení v prvcích z materiálu Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC). V úvodu je představen systém prefabrikovaných prvků, na kterých byla provedena série experimentů za účelem ověření únosnosti kotvení. Průběh zkoušení a dosažené výsledky jsou detailně dokumentovány. Dále je poukázáno na platné předpisy pro navrhování kotvení v běžném betonu, které však nejsou smysluplně použitelné pro návrh kotvení v betonech vyšších pevností.

V textu je dále nastíněn postup výzkumu, při kterém budou analyzovány parametry, které ovlivňují návrh a výsledné vlastnosti kotvení v prvcích z UHPFRC. Výsledkem této snahy by měla být úprava návrhového postupu pro betony vyšších pevností.

## KLÍČOVÁ SLOVA

UHPFRC • Kotvení • Manipulace • Prefabrikáty • Zkoušení

## ABSTRACT

This paper focuses on field of fastenings for use in members made of Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC). The system of precast elements and program of testing of load bearing capacity of fastening is described. The testing process and results are documented in detail. Standards for design of fastening for use in ordinary concrete is also discussed.

The object of following part is to described future research on fastening for use in UHPFRC. Study of parameters influencing load bearing capacity is a major part of future work. The results of research should be a modification of the design and assessment procedure of fastenings for high-strength concretes.

## KEYWORDS

UHPFRC • Fastening • Manipulation • Precast elements • Testing

## 1. ÚVOD

### 1.1. Materiál UHPC

Ultra-vysokohodnotný beton (Ultra-High Performance Concrete neboli UHPC<sup>2</sup>) je moderní materiál na cementové bázi a na jeho výzkumu pracuje více než 30 let velké množství odborných pracovníků napříč celým světem. Díky svým vlastnostem, jakými jsou vysoké pevnosti, vynikající odolnost proti působení agresivních látek a minimální nasákavost, nachází neustále nová uplatnění v různých odvětvích stavebnictví i mimo něj.

Vývoj UHPC během posledních dekád značně pokročil. Z takřka laboratorního prostředí se materiál začal postupně rozšiřovat a uplatňovat přes drobnější aplikace o objemech desítek litrů materiálu až k použití ve větším měřítku s objemy v řádu desítek kubických metrů. Vzhledem k množství jednotlivých složek zastoupených ve směsi, nutnosti velmi přesného dávkování těchto složek a kázni, jež je nezbytná při ukládání a následném ošetřování UHPC, se výroba do značné míry odlišuje od produkce jiných, běžnějších betonů. Není proto divu, že současným trendem je výrobu UHPC a konstrukcí z něho realizovat v podmínkách alespoň částečně se blížících laboratornímu prostředí – výrobnách prefabrikátů.

### 1.2. Kotevní oblasti v UHPC

Poměrně rozsáhlá problematika, jakou je kotvení v betonových konstrukcích všeobecně, je v této práci zúžena a zasazena do kontextu prefabrikace prvků z UHPC. Při navrhování, výrobě i montáži betonových prefabrikátů jsou kotevní prvky až na výjimky neodmyslitelnou součástí betonových dílců. Využití kotevních prostředků je od první manipulace s dílcem (zpravidla při zvedání z formy) přes přepravu, montáž, vzájemné spojení více dílců až po kotvení dalších součástí konstrukce. Pro prefabrikované konstrukční prvky z UHPC jsou využívány kotevní prostředky zpravidla předem instalované do formy a následně zabetonované.

S ohledem na mechanické vlastnosti UHPC a na skutečnost, že většina aplikací UHPC je řešena s využitím prefabri-

<sup>1</sup> Školitel: doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D., FEng.

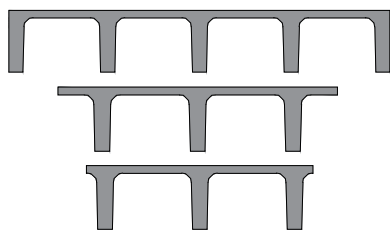
<sup>2</sup> UHPC se pro účely tohoto textu rozumí zároveň také vyztužená varianta matrice označovaná též jako Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC).

kace, je možné a také žádoucí navrhovat prvky štíhlé a vylehčené. Poněkud protichůdné požadavky plynou při návrhu kotevních či manipulačních prostředků z norem a technických podkladů výrobců těchto prostředků, které jsou zpravidla vytvořeny pro betony běžných pevností. Současně neexistují žádné platné předpisy pro navrhování kotvení do betonu vyšších pevností. Návrh prostředků při současném dodržení dostupných konstrukčních zásad by do jisté míry znamenal popření výhod, které UHPC přináší, a vzniklá řešení by se stala nekonkurenceschopnými. Na základě toho se autor domnívá, že zkoumáním a přesnějším popisem chování kotevních prvků v materiálu UHPC lze vyplnit pomyslnou mezeru a posunout hranice navrhování a provádění konstrukcí z UHPC.

Dodatečné kotvení v materiálu UHPC není z různých důvodů v praxi příliš využíváno a není tak ani předmětem této práce. Součástí výzkumu není ani problematika kotvení výztuže (betonářské či předpínací) do betonu a k tomuto příbuzná témata, byť je tu možné nalézt řadu společných aspektů.

## 2. STUDIE

V rámci vývoje inovativního systému prefabrikovaných prvků pro konstrukce lávek a mostů využívajících materiálu UHPC bylo navrženo několik typů kotevních přípravků, které jsou využívány pro manipulaci s prefabrikátem, a to jak při výrobě, tak při montáži, a zároveň obecně ke kotvení do prefabrikátu z UHPC. Systém lávek je tvořen nosíkovými předem předpjatými prvky, které jsou složeny z tenké desky (zpravidla bez konvenční betonářské výztuže), kterou ztužují podélná žebra, ve kterých je vedena předpínací výztuž. Prvky jsou vyráběny z materiálu UHPC vyztuženého ocelovými vlákny. Prefabrikáty lze vyrábět do celkové délky 20 metrů a s maximální výškou 500 mm. Varianty příčných řezů a s nimi souvisejících okrajů předmětných prefabrikátů jsou patrna z obrázku (Obrázek 1).

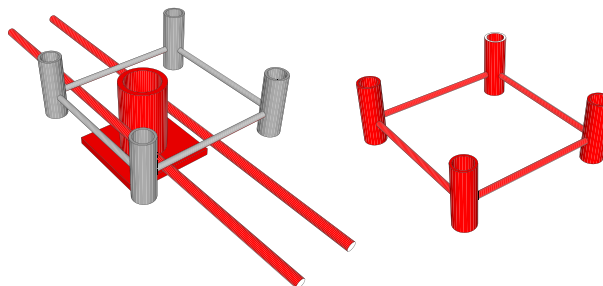


Obrázek 1: Provedení příčného řezu prefabrikovaných nosníků z UHPC

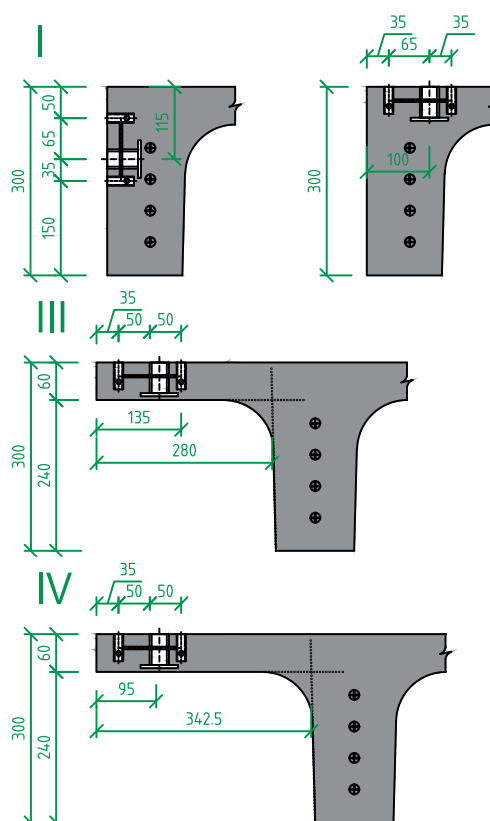
### 2.1. Návrh kotevních přípravků

Byly navrženy kotevní přípravky dvojího typu. Jsou tvořeny komerčně vyráběnými závitovými pouzdry a kotvami, které jsou vhodně svařeny a vzájemně spojeny ocelovými prvky, blíže na vizualizaci (Obrázek 2). Přípravky jsou instalovány na povrch betonu v různých částech prefabrikátů. Kotevní oblasti se zpravidla liší jednak tloušťkou betonu pod kotevním přípravkem, zá-

roveň polohou přípravku vzhledem k okrajům prefabrikátu. Přehled kotevních oblastí podle provedení příčného řezu konstrukce lávky je patrný z obrázku (Obrázek 3).



Obrázek 2: Kotevní přípravky; X – vlevo, Y – vpravo<sup>3</sup>



Obrázek 3: Umístění kotevních prostředků v rámci příčného řezu variantního provedení

### 2.2. Předběžné posouzení

Jak bylo naznačeno již v úvodní části 1.2, v současnosti není v platnosti žádný předpis, který by upravoval návrh kotevních prostředků v UHPC. Za účelem předběžného a ryze informativního posouzení kotevních oblastí byla využita platná norma EN 1992-4, která je mimo jiné určena pro navrhování předem zabetonovaných kotevních prvků. Tabulka 1 zobrazuje přehled možných způsobů porušení kotevních oblastí. Jednotlivé módy jsou











<sup>3</sup> Závit, za které je prováděna manipulace, jsou označeny červeně.

charakterizovány svou únosností a v procesu početního ověřování představují dílčí posudek. Pro kotevní oblast je poté celková únosnost určena jako minimum z hodnot pro daný způsob namáhání, tj. tah, nebo tlak. V případě namáhání kotvy kombinací tahu a smyku lze využít vztahu:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}}\right)^a + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}}\right)^a \leq 1 \quad (1)$$

kde  $N_{Ed}$  a  $V_{Ed}$  jsou návrhové účinky zatížení,  $N_{Rd,i}$  a  $V_{Rd,i}$  jsou rozhodující únosnosti kotev a  $a$  je součinitel.<sup>4</sup>

Tabulka 1: *Módy porušení kotevních oblastí podle EN 1992-4*

Č.	Způsob porušení	Ozn.	Schéma
<b>TAH</b>			
1.	Porušení ocelové kotvy	$N_{Rk,s}$	
2.	Vytržení kuželu betonu	$N_{Rk,c}$	
3.	Vytržení kotvy	$N_{Rk,p}$	
4.	Kombinované porušení (2 a 3)	$N_{Rk,p}$	
5.	Porušení betonového prvku	$N_{Rk,sp}$	
6.	Vylomení betonu	$N_{Rk,cb}$	
<b>SMYK</b>			
1.	Ustříhnutí ocelové kotvy	$V_{Rk,s}$	
2.	Porušení ocelové kotvy (síla na rameni)	$V_{Rk,s,M}$	
3.	Vylomení betonu	$V_{Rk,cp}$	
4.	Porušení okraje betonu	$V_{Rk,c}$	
<b>TAH A SMYK</b>			
1.	Porušení pomocné výztuže	$N_{Rk,re}$	-
2.	Ztráta soudržnosti výztuže	$N_{Rk,a}$	-

Norma EN 1992-4 má jistá omezení; například dovoluje při výpočtu využít maximálně pevnost betonu v tlaku o velikosti  $f_{ck} = 60 \text{ MPa}$  i v případě, že by použitý beton náležel do vyšší pevnostní třídy. Lze předpokládat, že právě významně vyšší pevnost UHPC v tlaku (kolem  $150 \text{ MPa}$ ) a také jeho tahová pevnost bude hrát v únosnosti kotvení klíčovou roli. Při výpočtu únosnosti dále nelze započítat přídatnou výztuž orientovanou

<sup>4</sup> V normě jsou též popsány další způsoby namáhání, jakými je například ohyb nebo kroucení kotevních oblastí složené z více kotevních prostředků.

kolmo na směr zatížení, v tomto případě v rovině desky prefabrikátu. Dle výsledků experimentů uvedených dále tato výztuž redukuje porušení vytržením betonového kuželu.

Tabulka 2 shrnuje spočtené únosnosti jednotlivých kotevních oblastí. Únosnost byla stanovena podle kapitoly 7 normy EN 1992-4 a zahrnuje únosnost kotev v tahu, respektive ve smyku, v závislosti na poloze kotevních oblastí. Vzhledem k rozsahu textu, k velkému množství výpočtů a ke skutečnosti, že výsledky jsou pouze orientační, jsou uvedeny pouze výsledné únosnosti. V tabulce je dále provedeno srovnání s mezním zatížením, které bylo zjištěno experimentálně.

### 3. EXPERIMENTÁLNÍ PROGRAM

Cílem zkoušení bylo ověření únosnosti a použitelnosti navržených kotevních prostředků. Tento postup byl zvolen především s ohledem na neexistenci potřebných předpisů pro navrhování UHPC, které by přesněji popisovaly chování kotvení.

#### 3.1. Zkušební vzorky

Za účelem co nejvěrohodnějšího napodobení podmínek při manipulaci s prefabrikáty byly vyrobeny dvě zkušební lávky z materiálu UHPC C110/130 XF4. Lávky se lišily provedením okrajů v příčném řezu. Kotevní přípravky (Obrázek 2) byly zabudovány v různých částech příčného řezu (Obrázek 3) a tímto způsobem bylo vytvořeno celkem 8 různých kotevních oblastí. Stáří vzorků v okamžik zkoušení bylo 3 dny, což je okamžik, ve kterém zpravidla probíhá první manipulace s dílcem při jeho vyjmutí z formy. Spolu se vzorky byla vyrobena také zkušební tělesa, na kterých byly prováděny materiálové zkoušky UHPC.

Oproti skutečné konstrukci nebyly zkušební dílce předepnuty a byly vyztuženy pouze běžnou betonářskou výztuží. Lze se domnívat, že předpětí může mít pozitivní účinky na únosnost kotevních přípravků.

#### 3.2. Zkoušení

Tabulka 2 zpřehledňuje značení zkoušek spolu se schematickým znázorněním kotevních oblastí a typu použitého přípravku. Na každém typu kotvení byly provedeny dvě zkoušky, které jsou odlišeny jako A/B.

Při zkouškách bylo simulováno zatížení při manipulaci s prefabrikátem, přičemž reálné zatížení vychází z vlastní tíhy betonového prvku. Zkoušené vzorky byly zatěžovány do porušení, případně do okamžiku vzniku prvních viditelných trhlin. Všechny prvky byly zatěžovány shodně, a to svislou silou působící kolmo na pochozí povrch konstrukce. Toto zatížení vyvolávalo v kotevních oblastech jednak tahové namáhání (umístění kotev shora v desce), nebo smykové síly (u kotev umístěných z boku v žeburu).<sup>5</sup>

Zatížení bylo vnášeno hydraulickým válcem. Spojení válce a vzorku zajišťovaly pomocné ocelové přípravky, které byly přesně zhotoveny pro každý typ kotevního přípravku zvlášť

<sup>5</sup> Vzhledem k výrobním odchylkám na straně prefabrikátu a nepřesnostem při vnášení zatížení docházelo v některých případech k páčení šroubů a také k namáhání kotevních oblastí ohybem.

(Obrázek 4). Během zkoušení byl zaznamenáván pohyb válce a síla.

Prvky, na nichž je kotva umístěna ve vykonzolované desce, byly zkoušeny jednak s umožněním průhybu konzoly (zkoušky číslo 13A, 14B, 16A, 17B), a zároveň s fixací bránící průhybu konzoly (zkoušky číslo 16B a 17A).



Obrázek 4: Zkušební přípravky ke spojení válce se vzorkem

### 3.3. Výsledky zkoušek

Tabulka 2 shrnuje výsledné síly, které byly zaznamenány při porušení jednotlivých kotevních oblastí. Grafickou závislost mezi působící silou a deformací znázorňuje obrázek (Obrázek 10).

Z obrázků (Obrázek 5 až Obrázek 9) lze pozorovat způsoby, jakými došlo k porušení jednotlivých kotevních oblastí. Zkouška č. 3 byla ukončena porušením okraje betonu (Obrázek 5). Při zkoušce č. 5 došlo k porušení vylomením rozšířeného kužele betonu. Pro zkoušky č. 7 a 17A je charakteristické vytržení kotevních prostředků. S ohledem na technické řešení kotev typu Y (Obrázek 2) se zde na vnější straně aktivuje betonový kužel jen v omezené míře a blízký okraj prvku téměř neovlivňuje celkovou únosnost kotvení. Při zkouškách 16A a 17B došlo nejprve k porušení betonové konzoly, jejíž únosnost je značně nižší než únosnost kotvení.

Zkoušení a výsledné síly při porušení jsou určitým způsobem ovlivněny postupem zatěžování. Vzhledem k malým rozměrům zkušebních vzorků a poměrně velkému rozsahu poškození v oblasti porušených kotev je patrné snížení mezní síly pro druhou z prováděných zkoušek, při kterých je část betonu prostoupena množstvím trhlin ze sousední zkoušky. Uvedené je patrné také z tabulky (Tabulka 2), kde je uvedeno pořadí zkoušení.

Mezní síla při druhé provedené zkoušce je zpravidla nižší ze dvou hodnot.

Tabulka 2: Přehled zkoušek s vyznačením kotevních oblastí a typu přípravku

Označení zkoušky		Schéma kotevní oblasti (dle Obrázek 3)	Kotevní přípravek	Předpokládaná únosnost $R_{k,EN,1992-4}$	Pořadí zkoušení	Síla při porušení	vypočtená / skutečná únosnost
-	-		-	kN	-	kN	%
1	A		X	39,97	12	<b>154,11</b>	25,93
1	B		X	39,97	11	<b>162,61</b>	24,58
3	A		Y	17,93	10	<b>137,02</b>	13,09
3	B		Y	17,93	9	<b>146,99</b>	12,20
13	A		X	41,19	13	<b>60,00</b>	68,65
13	B		X	41,19	-	-	-
14	A		Y	15,47	-	-	-
14	B		Y	15,47	14	<b>55,00</b>	28,12
5	A		X	41,19	4	<b>147,91</b>	27,85
5	B		X	41,19	3	<b>151,82</b>	27,13
7	A		Y	15,47	2	<b>111,41</b>	13,88
7	B		Y	15,47	1	<b>103,42</b>	14,96
16	A		X	41,19	8	<b>43,70</b>	94,26
16	B		X	41,19	7	<b>72,99</b>	56,43
17	A		Y	15,47	6	<b>72,99</b>	21,19
17	B		Y	15,47	5	<b>40,00</b>	38,67



Obrázek 5: Detail porušení přípravku Y – zkouška 3

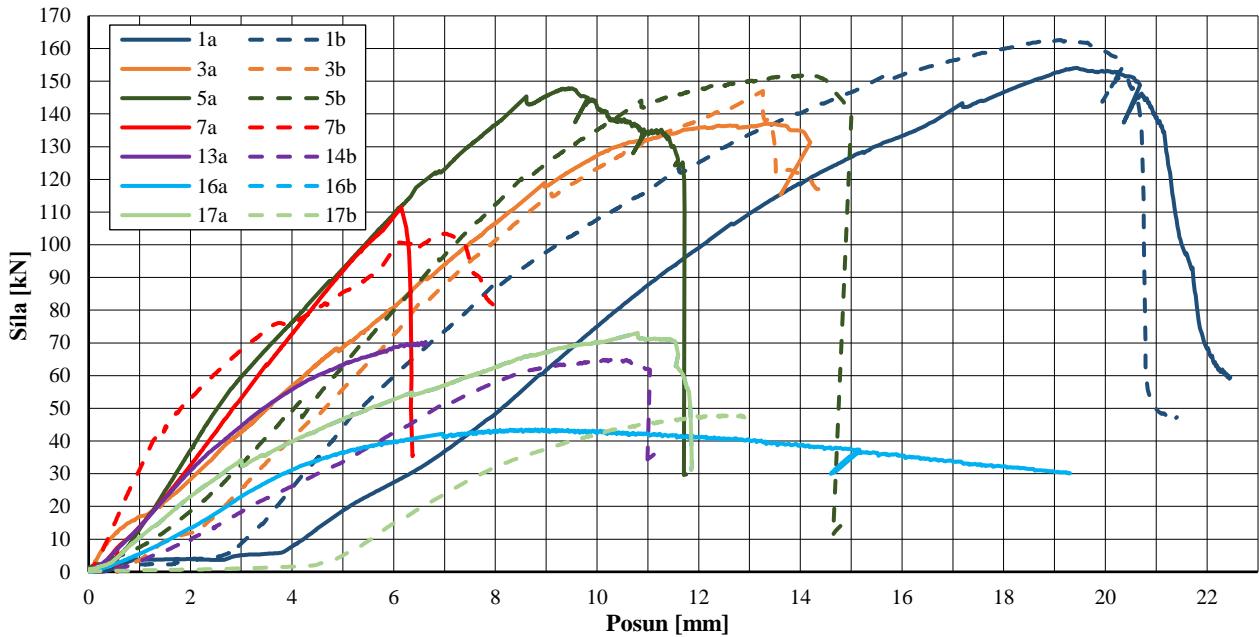


Obrázek 6: Detail porušení při-  
pravku X – zkouška 5A

Obrázek 7: Detail porušení při-  
pravku Y – zkouška 7A

Obrázek 8: Detail porušení kon-  
zoly – zkouška 16A

Obrázek 9: Detail porušení při-  
pravku Y – zkouška 17A



Obrázek 10: Souhrnný graf závislosti síly na posunu válce pro všechny proběhlé zkoušky

### 3.4. Zobecnění výsledků

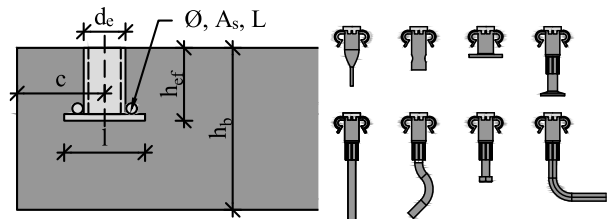
Série experimentů popsaných v části 3 byla provedena pro ověření únosnosti velmi specifické skupiny kotevnic prostředků, jejichž řešení vychází z okrajových podmínek určených tvarem prefabrikátů a z jejich hmotnosti. Dosažené výsledky lze pro obecný popis chování kotvení v UHPC využít jen omezeně, a to z důvodů složitosti navržených přípravků, kdy celkovou únosnost ovlivňuje více parametrů a tyto vlivy nelze sledovat odděleně.

## 4. PARAMETRICKÁ STUDIE KOTVENÍ

Na základě dosažených výsledků (jak výpočtů, tak zkoušek) se autor následně rozhodl analyzovat jednotlivé parametry kotevnic oblastí v UHPC, které ovlivňují celkovou únosnost. Pro přesnější popis se nabízí sledovat vliv parametrů odděleně. Tento oddíl shrnuje navržený postup další práce.

Prvním krokem je určení klíčových parametrů, které mají zásadní vliv na únosnost kotevnic oblastí. Řadu těchto parametrů lze převzít z norem, některé další je vhodné doplnit.

Proměnnými mohou být dle obrázku (Obrázek 11): velikost a typ kotvy  $d_e$ ,  $l$ ; hloubka zapaštění kotvy  $h_{ef}$ ; celková výška betonu v místě kotevní oblasti  $h_b$ ; vzdálenost okraje prvku  $c$ ; parametry doplněné výztuže a především vlastnosti betonu UHPC se zřetelem na pevnost v tlaku a v tahu, množství drátků a největší velikost zrna kameniva.



Obrázek 11: Parametry kotevní oblasti (vlevo), typy kotevnic vložek výrobce Kontakt SK (vpravo)

S ohledem na omezení, kterými jsou zatíženy aktuálně platné předpisy, bude pro predikci únosnosti kotevnic oblastí vhodné použít numerický výpočet v některém z programů<sup>6</sup>

<sup>6</sup> Vhodnými programy mohou být např. Atena či Ansys, případně výpočet založený na principu diskrétního modelování materiálu jako je např. Rigid Body Spring Model.

založeném na metodě konečných prvků a umožňujícím rovněž modelování drátkobetonu. Výsledky budou zároveň experimentálně ověřeny.

Po provedení dostatečného množství výpočtů a experimentů, jejichž výsledky budou ve vzájemné shodě, se lze pokusit o zobecnění výsledků. Na základě těchto výsledků bude možné nakalibrovat vztahy, které jsou popsány v normě pro beton běžných pevností, pro výpočet únosnosti kotvení při použití betonů vyšších pevností.

## 5. DISKUZE

Po rozboru normativních předpisů (EN 1992-4, fib.58, EAD 330232-00-0601), po provedení řady výpočtů s využitím těchto norem a po následném experimentálním ověření vlastností kotvení v prvcích z UHPC lze konstatovat několik skutečností.

Ačkoli zmíněné normy plně nepokrývají oblast navrhování kotvení v betonu vyšších pevností, lze při hodnocení vlastností kotvení v UHPC vycházet z jednotlivých způsobů porušení uvedených v normách. Módy porušení jsou si svým charakterem blízké, liší se v některých ohledech. Únosnost kotvení je ovlivněna výztužnými vlákny, což se projevuje mj. na úhlu roznosu zatížení. Zřejmý je příznivý účinek příčné výztuže kotevních vložek, který by bylo vhodné zohlednit ve výpočtu.

Při návrhu a výrobě zkušebních vzorků je třeba zohledňovat roznos zatížení a vhodně podle něho přizpůsobit vzdálenost sousedících kotevních míst. Pro co nejvýstižnější výsledky zkoušek je zapotřebí osazovat kotvy s dostatečnou přesností a eliminovat tak nepřesnosti na straně zkoušeného vzorku. Při výpočtu je naopak vhodné zohledňovat výrobní i materiálové imperfekce, které mohou znamenat přídavné namáhání, například páčení kotevních prostředků v betonu.

## 6. ZÁVĚR

Článek byl zaměřen na problematiku kotvení v prvcích z materiálu UHPC. Nejprve byly popsány návrh a příprava vzorků, na kterých byla experimentálně ověřena únosnost. Průběh zkoušení a dosažené výsledky byly podrobně dokumentovány.

Na základě výsledků byl stanoven další postup výzkumu, při kterém bude autor analyzovat jednotlivé parametry, které ovlivňují návrh a výsledné vlastnosti kotvení. Výsledkem této snahy by měla být úprava návrhového postupu pro betony vyšších pevností. Cílem další práce je dosáhnout co nejvýstižnějšího popisu chování kotvení v UHPC. Získané znalosti budou následně přijatelnou formou interpretovány a měly by se stát podkladem pro navrhování a posuzování kotvení v konstrukcích z ultra-vysokopevnostního betonu.

## ACKNOWLEDGEMENTS

Príspevek vznikl za finanční podpory studentské grantové soutěže v rámci projektu SGS21/043/OHK1/1T/11. Teoretické podklady pro prezentované výsledky byly získány za finanční podpory z programu Epsilon, TH02020373, TAČR a společnosti KŠ PREFA s.r.o.

## References

- ČSN EN 1992-1-1, *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*, 2006.
- ČSN EN 1993-1-8 *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-8: Navrhování styčnic*, 2013.
- EAD 330232-00-0601. *Mechanical fasteners for use in concrete*, 2016.
- EN 1992-4 *Eurocode 2 - Design of concrete structures – Part 4: Design of fastenings for use in concrete*, 2018.
- Fib: No. 58. *Design of anchorages in concrete. Guide to good practice*, 280 p. ISBN 978-2-88394-098-7, 2011.
- KALNÝ, Milan et al. *Metodika 2: Metodika pro navrhování prvků z UHPC*. Kloknerův ústav, ČVUT v Praze, 2015.
- Kloknerův ústav, ČVUT: *Expertní zpráva: Experimentální ověření kotvení v lávkách malého rozpětí z UHPC*, Kloknerův ústav, ČVUT v Praze, 2020.
- KOLÍSKO, Jiří et al. *Metodika 1: Metodika pro návrh UHPC a pro materiálové zkoušky*. Kloknerův ústav, ČVUT v Praze, 2015.
- KONTAKT SK. *Katalog produktů*, 2019.
- KŠ PREFA. *Lávky malého rozpětí z UHPC*. In: KŠ Prefa [online]. [cit. 2020-10-13]. Dostupné z: [https://ksprefa.cz/wp-content/uploads/2020/10/KSP\\_TL\\_UHPC\\_03\\_LMR.pdf](https://ksprefa.cz/wp-content/uploads/2020/10/KSP_TL_UHPC_03_LMR.pdf).

# TECHNOLOGIE OŠETŘOVÁNÍ UHPC TEPLOTOU V RANÉM STÁŘÍ PRO PRODUKCI PREFABRIKOVANÝCH DÍLCŮ

Vladimír Příbramský, \*

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

## ABSTRAKT

V tomto příspěvku je uveden popis a vyhodnocení experimentálního ověření pevnostních a reologických vlastností patentované směsi ultra vysokohodnotného betonu (UHPC) ošetřované různými způsoby za zvýšené teploty a ve vodním prostředí. Pro vyhodnocení dlouhodobého chování je uveden možný přístup za použití modifikovaného modelu B4. Z hlediska použití pro predikci chování UHPC se jeví být model B4 nanejvýš vhodný, neboť popisuje dlouhodobé chování betonu na základě množství použitých přísad a dále také uvažuje s možností zahřívání čerstvého betonu pro urychlení hydratace v průběhu ošetřování. Na základě výsledků experimentu je navržena technologie ošetřování prefabrikátů z UHPC, která vede ke zvýšení efektivity produkce při zajištění vynikajících krátkodobých i dlouhodobých vlastností prefabrikovaných dílců.

## KLÍČOVÁ SLOVA

UHPC • Dotvarování • Smršťování • Ošetřování teplotou

## ABSTRACT

In this paper the description and evaluation of results of experimental verification of compressive strengths and rheological properties of a patented mixture of ultra-high-performance concrete (UHPC) is presented. The specimens were cured with various curing regimes including curing by increased temperature and in a water saturated environment. The model B4 seems to be viable for use for prediction of creep and shrinkage of UHPC as it predicts long-term strains by incorporating the effect of volume of additives and admixtures used in the fresh concrete. Model B4 also takes into effect the thermal treatment of fresh concrete, which accelerates cement hydration in early age. Based on results of the experiment a production technology is presented that leads to enhanced efficiency of production of precast UHPC members while ensuring excellent properties of the precast members both in short-term and long-term aspects.

## KEYWORDS

UHPC • Creep • Shrinkage • Heat treatment

## 1. OŠETŘOVÁNÍ UHPC ZVÝŠENOU TEPLOTOU

Stejně jako u dotvarování a smršťování betonu běžné třídy je u UHPC významný vliv ošetřování betonu v raném stáří. Napářování 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*“. Pro prostředí 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 stářích a bylo prokázáno, 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 neošetřeného vzorku. Ošetřením se dosáhne dlouhodobé stálosti prvků pod provozním zatížením a pro předpjaté prvky nižších ztrát předpětí v důsledku nižší míry smršťování a dotvarování. Pro produkci předem předpjatých prvků je nezadatelný vliv možnosti odbednění a vnesení předpětí i 24 hodin po betonáži, což přináší efektivní využití zdrojů při produkci předem předpjatých prvků.

Ošetřování zvýšenou teplotou betonů běžné třídy je pečlivě kontrolováno a maximální dovolená teplota ošetřování standardně nepřesahuje teplotu 60 °C. Důvodem je často diskutovaný problém vznikajících druhotných formací ettringitu. Ettringit je minerál vznikající hydratací v časně fázi po betonáži, který je však citlivý na teploty vyšší než 70 °C. I při krátkodobém překročení této teploty (několik hodin) v raném stáří se ettringit rozloží na dílčí minerály a tyto zůstanou ve struktuře betonu. Při následném (zpožděném) vniku vody do struktury betonu dochází k druhotné krystalizaci ettringitu (DEF – „*delayed ettringite formation*“) za vzniku krystalické fáze ettringitu s větším objemem než původní ettringit. Tato vlastnost byla důsledkem hojně publikovaných poruch zejména železničních předem předpjatých prazců z betonu standardních pevností do 50 MPa.

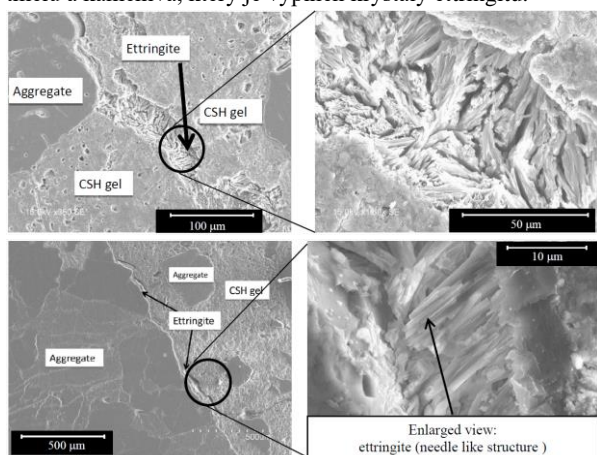
\* Školitel: Doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.

Nedávná studie (Awasthi et al. 2017) detailně popsala princip těchto objemových změn na železničních pražcích v Indii, kde po 6-9 letech po betonáži došlo k masivní degradaci velkého množství pražců, a to i těch, které nebyly zatížené dopravou (Obr. 1). Hlavním důvodem degradace byl zjištěn DEF.



Obr. 1: Pražce porušené formacemi ettringitu, (Awasthi et al. 2017)

Mikroskopické krystaly ettringitu byly zjištěny na výbrusech vzorků z porušených pražců, kde je patrně viditelná separace tmele a kameniva, který je vyplněn krystaly ettringitu.



Obr. 2: Formace ettringitu (DEF), (Awasthi et al. 2017)

Jelikož ošetřování zvýšenou teplotou je významným prostředkem urychlení zrání UHPC, bylo zkoumáno, zda DEF působí i na ošetřované vzorky z UHPC (Heinz et al. 2004). Bylo zjištěno, že k rozložení prvotního ettringitu dochází stejně jako v případě betonu běžné třídy, avšak vzhledem k přebytku cementu ve směsi UHPC k následné krystalizaci ettringitu již nedochází. Důvodem je, že voda, která je pro pozvolnou krystalizaci nezbytná a která se do struktury UHPC dostane buď mikrotřlinami nebo difúzí je vázána rychleji reagujícími minerály, než je krystalická fáze ettringitu. V UHPC ettringit zůstává amorfni i při ošetřování extrémními teplotami až 180 °C. V praktické prefabrikaci je teplota nad 100 °C jen těžko dosažitelná standardními technologiemi (propařování za atmosférického tlaku či umístění vzorků do vodního prostředí) a dá se tedy vyvodit, že problém DEF tedy prefabrikované prvky z UHPC nezasahuje.

## 2. 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 krychlích 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.

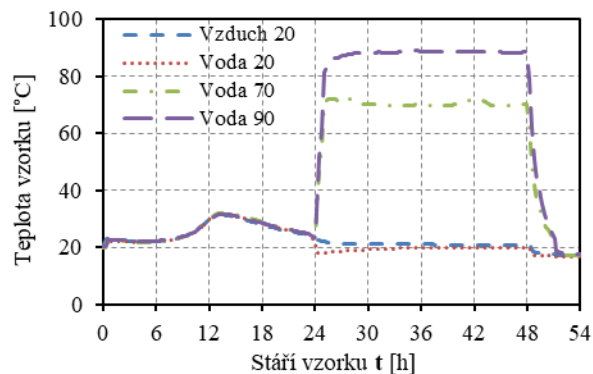
Ošetřování zvýšenou teplotou bylo prováděno ve vodním prostředí v kádích, kde byla udržována teplota pomocí ponorných ohřivačů spínaných automaticky teplotním čidlem umístěným v kádi.



Obr. 3: 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, 70 °C a 90 °C po dobu 24 hodin („Voda 20“, respektive „Voda 70“ a „Voda 90“).



Obr. 4: Průběh teploty vzorků při ošetřování.



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.

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. 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. 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.

### 3. PREDIKCE SMRŠŤOVÁNÍ A DOTVAROVÁNÍ

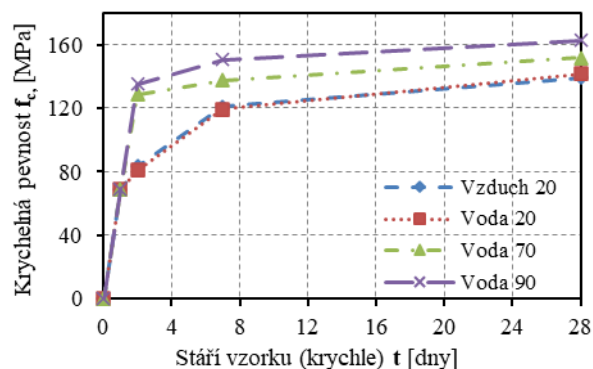
Nejmodernější a nejrozšířenější model pro popis reologického chování betonu je model B4 (Bažant et al. 2014). Model B4 je formulován na základě velkého množství měření a zkoušek, a to jak provedených v nedávné době, tak i publikovaných dříve. Model popisuje dotvarování a smršťování daleko komplexněji 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.

Pro vyhodnocení experimentálních dat byl model adaptován tak, aby jeho rozsah platnosti zahrnoval UHPC. Jednalo se zejména o kalibraci součinitelů příměsí, použití přesnějšího určení modulu pružnosti vysokopevnostních betonů a následně i úprava vodního součinitele a poměrů cementu a kameniva na základě předpokladu, že část cementu nehydratuje z důvodu nízkého obsahu vody ve směsi, a tedy má funkci jemnozrného plniva.

## 4. VÝSLEDKY

### 4.1. Nárůst pevnosti betonu

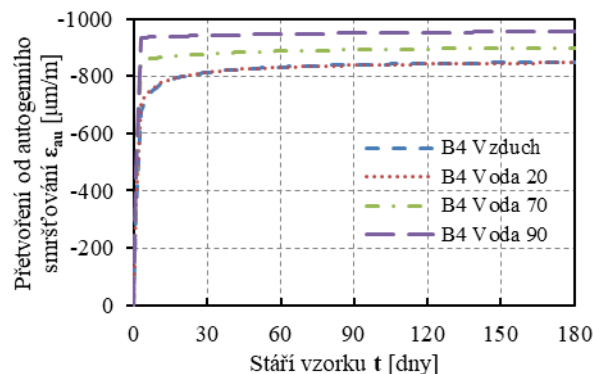
Průměrná tlaková pevnost měřená na krychlích ošetřovaných 90 °C byla 135,1 MPa. Tato hodnota je velmi blízko průměrné 28denní pevnosti neošetřovaného vzorku, která byla 139,2 MPa. Nárůst pevnosti jednotlivých sad je zobrazeno na grafu níže. Zároveň je z grafu patrné, že samotné ošetřování bez zvýšené teploty nemá na nárůst pevnosti téměř žádný vliv.



Obr. 5: Nárůst pevnosti vzorků v čase od betonáže

### 4.2. Autogenní smršťování

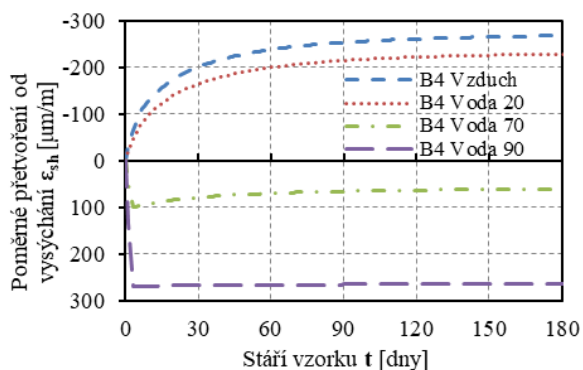
Průběh přetvoření od autogenního smršťování v čase odpovídá průběhu nárůstu pevnosti betonu při různém způsobu ošetřování. Nejvyšší hodnoty autogenního smršťování dosahují vzorky ošetřované 90°C. Hodnota dosažená po ukončení ošetřování je dále téměř konstantní.



Obr. 6: Nárůsty přetvoření od autogenního smršťování UHPC predikované modifikovaným modelem B4

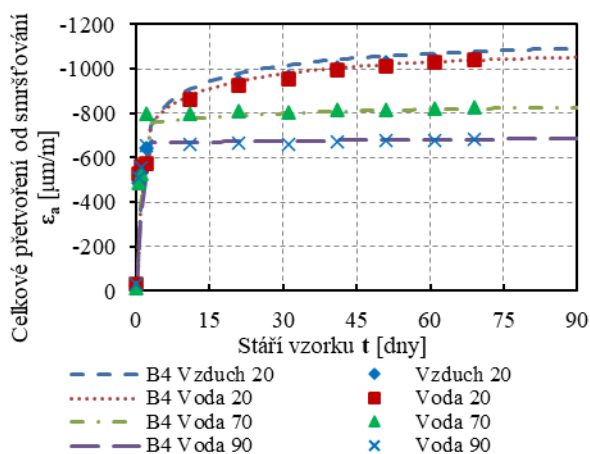
### 4.3. Smršťování vysycháním a celkové smršťování

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. 7: Nárůsty přetvoření od smršťování vysýcháním UHPC predikované modifikovaným modelem B4

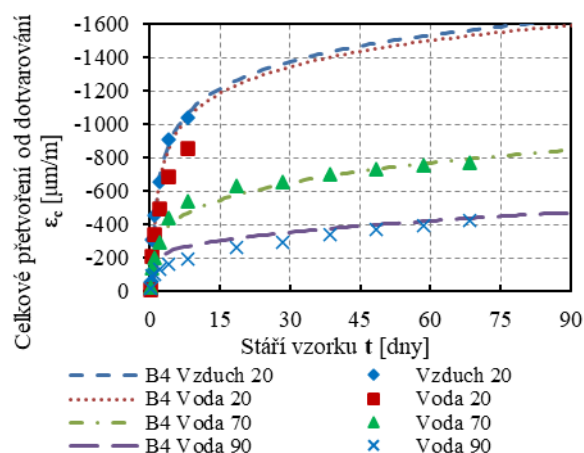
Výše popsaný princip smršťování vysýcháním je potvrzen naměřenými daty, kdy měřená hodnota celkového přetvoření od smršťování je nižší pro vzorky ošetřované vyšší teplotou ve vodním prostředí. Tyto vzorky navíc vykazují jen malý nárůst přetvoření v měsících následujících po ošetřování, což dokazuje velmi nízkou úroveň difúze vodních par po ukončení ošetřování.



Obr. 8: Nárůst přetvoření od smršťování UHPC vzorků a porovnání s modifikovaným modelem B4

#### 4.4. Dotvarování

V případě predikce přetvoření od dotvarování bylo dosaženo shody s experimenty při odhadnutí sady součinitelů příměsí odpovídající přibližně extrapolaci dostupných sad součinitelů vlivu množství příměsí, kterými byl model kalibrován. 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.



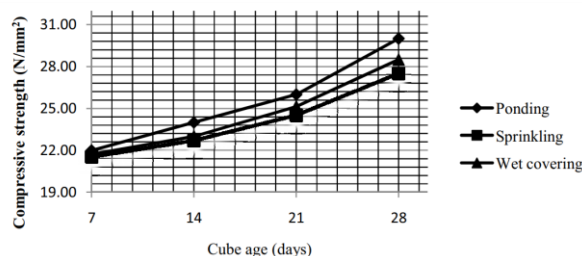
Obr. 9: Nárůst přetvoření od dotvarování UHPC vzorků a porovnání s modifikovaným modelem B4

## 5. PROCES PREFABRIKACE A OŠETŘOVÁNÍ

Standardní metody ošetřování ve výrobě betonových prefabrikovaných a předem předpjatých prvků můžeme rozdělit na pasivní (překrytí prvků PE fólií) a aktivní. Aktivní způsoby ošetřování jsou následující:

- překrytí propustnou tkaninou, která je periodicky zvlhčována
- zkrápění prvků vodou v kontrolovaném prostředí (stanu),
- propařování prvků v utěsněném prostředí (stan nebo propařovací komora),
- ponoření prvků do vodního prostředí

Pro předem předpjaté prvky je nejčastější metodou buď zakrytí (pro dlouhé prvky) anebo propařování ve speciálních stanech či izolovaných komorách (velmi časté pro drobné prvky – betonové potrubí, předpjaté železniční pražce), jak popisuje (Awasthi et al. 2017). Efekt různých způsobů ošetřování na nárůst pevnosti a omezení smršťování na ošetřovaném betonu běžných tříd je publikován v několika studiích, například (James et al. 2011) konstatuje, že nárůst pevnosti je nejvyšší při ponoření prvků do vody a to přibližně 8-10 % ve srovnání s prvky zakrytými vlhčenou tkaninou. Efekt zkrápění vodou je ještě o 3-5 % nižší než efekt zakrytí vlhčenou tkaninou, jak je patrné z obrázku níže.



Obr. 10: Efekt ošetřování různými metodami na pevnost betonu běžné třídy (James et al. 2011)

Experimentální výsledky uvedené v tomto příspěvku podporují i pro UHPC vliv ponoření vzorků do vodního prostředí, efekt je patrný zejména pro smršťování, kde podle jiných významných studií (Graybeal et al. 2006) pokud nebyly prvky

ošetřovány ponořením do vodního prostředí, pak přetvoření od smršťování bylo tím vyšší, čím byla vyšší teplota při ošetřování a u těchto prvků nedocházelo k bobtnání, i když byly umístěny do prostředí s relativní vlhkostí blízké 100 %. Při ponoření do vodního prostředí je efekt opačný a významný, jak je popsáno v předchozí kapitole – ponoření do vody o teplotě 90 °C redukuje celkové přetvoření od smršťování až o 50 %. Ošetřování zvýšenou teplotou je výhradně v praxi realizováno propařováním vzorků v utěsněném prostředí stanu nebo komory. Ošetřování ponořením do vody je spíše laboratorním způsobem a v praxi není možné ho použít pro velké předem předpjaté prvky (mostní nosníky a například stropní panely – ty je nutné ošetřovat zejména před vnesením předpětí na dlouhé dráze). Pro tyto prvky je však možné po částečném odbednění na předpínací dráze použít propařování jak za pomoci roztahovacích ošetřovacích stanů, případně vzorky překryté fólií propařovat přímo.

Ponoření do vodního prostředí je teoreticky realizovatelné pro prvky nepředpjaté nebo dodatečně předpjaté – z prostorově významných prvků například pro mostní segmenty nebo nosníky s dodatečně předpjatými kabelem. Dle výsledků experimentu je realistické uvažovat o zkrácení betonážního cyklu až na 24 hodin (8 hodin je prvek ve formě, po této době je tlaková pevnost na úrovni cca 30 MPa a následně 16 hodin ošetřování) ze současně běžných 3 dnů, přičemž okamžité i dlouhodobé vlastnosti ošetřovaných prvků převyšují vlastnosti i neošetřovaných prvků vyššího stáří. Tímto lze významně navýšit kapacitu výroby prefabrikovaných prvků za využití stávajících výrobních kapacit. S pořízením a provozem systému na ošetřování prvků z UHPC je spojena nutnost investice do inovace produkce, ať už se jedná o pořízení parního generátoru a ošetřovacích stanů, vybudování ošetřovací komory, či prostoru pro ponoření UHPC prvků do vodního prostředí. Na ceně hotových vzorků se tato investice může podílet 5-10 % dle použité technologie ošetřování.

## 6. ZÁVĚR

V tomto článku bylo představeno a vyhodnoceno chování UHPC z hlediska tlakové pevnosti, smršťování a dotvarování. Ošetřováním je významně zvýšena okamžitá pevnost po ukončení ošetřování a menší měrou i dosažená 28denní pevnost (zvýšení pevnosti je přibližně 15 %). Ošetřované prvky vykazují významně redukovanou míru smršťování ve srovnání s neošetřovanými vzorky až 2x a dotvarování až 4x. Byl zdokumentován efekt ošetřování UHPC raného stáří zvýšenou teplotou ve vodním prostředí a byla ověřena vhodnost modelu B4 pro předpověď smršťování a dotvarování UHPC. Různé způsoby ošetřování UHPC vedou na zvýšení jakosti prefabrikovaných prvků za současného snížení doby betonážního cyklu při výrobě, a to až o polovinu.

## PODĚKOVÁNÍ

Teoretické podklady pro prezentované výsledky byly získány za finanční podpory z prostředků studentské grantové soutěže v rámci projektu SGS21/043/OHK1/1T/11 „Analýza 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*
- Bažant, 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
- Awasthi A., Matsumoto K., Nagai K., Asamoto S., Goto S. (2017), Investigation on possible causes of expansion damages in concrete – a case study of sleepers in Indian Railways; *Journal of Asian Concrete Federation* Vol. 3, No. 1, pp. 49-66, June 2017
- Heinz D., Ludwig H. M. (2004), Heat Treatment and the Risk of DEF Delayed Ettringite Formation in UHPC, *Proceedings of the International Symposium on Ultra High Performance Concrete*, Kassel, Germany September 13-15, 2004, pp. 717-730
- James T., Malachi A., Gadzama E.W., Anametemfiok V. (2011), *Nigerian Journal of Technology*, Vol. 30, No. 3., October 2011

# ZATÍŽENÍ CEMENTOVÉHO KOMPOZITU VÝBUchem S VLIVEM PROJEKTILU

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

Príspevek popisuje vliv měděného projektilu při zatížení cementového kompozitu blízkým výbuchem. V úvodní části článku je popisované experimentální měření. To bylo zaměřeno na porovnání množství a typu poškození a rychlosti odletujících částic cementového kompozitu při zatížení vzorku výbuchem. Ve druhé části je popsáno vyhodnocení výsledků experimentálního měření. To je zaměřeno na množství a typ poškození cementového kompozitu, šíření rázové vlny způsobené výbuchem, rychlosti odletujících částí kompozitu a pozorování zbytkové hmotnosti letícího projektilu.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Blízky výbuch • Rychlost odletujících částic • Poškození cementového kompozitu • Projektil

## ABSTRACT

This paper describes the influence of copper projectile on the cement composite of near field blast. The experimental measurements were focused in the first part 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 in the second part 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

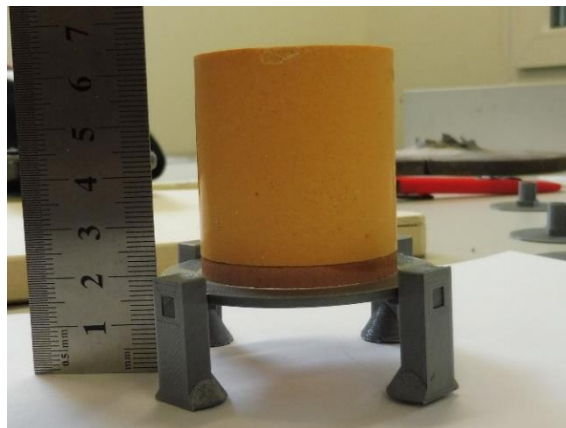
Near field blast • Velocity of ejected parts • Damage to the cement composite • Projectile

## 1. EXPERIMENTÁLNÍ MĚŘENÍ

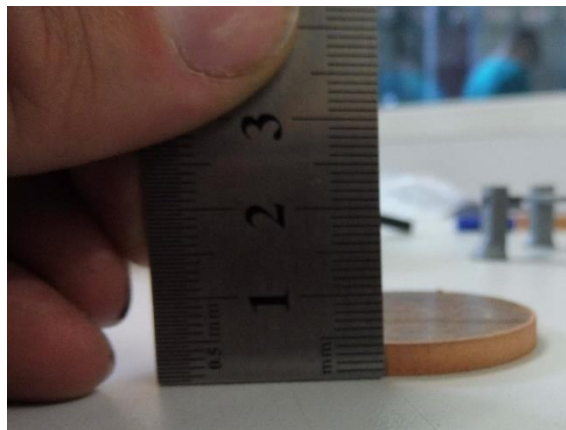
Uspořádání experimentu v redukovaném měřítku byl odvozen pomocí zákona pro úpravu měřítka účinků výbuchu popsané v publikaci od McVay [1]. Detailně bylo experimentální měření popsáno v článku od J. Zimy [2]. Vzorky byly vyrobeny o rozměrech 300x300 mm a proměnné výšce 30, 60 a 120 mm. Redukované rozměry vzorku zajišťují úsporu nákladů a času. 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. První fáze experimentální měření a jeho vyhodnocení byla popsána v článku od J. Zimy [2]. 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 nebyly vyztuženy vlákny ani betonářskou výztuží, tak aby bylo dosaženo, co největší homogenity materiálu.

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



Obrázek 2 : Projektil

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

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.

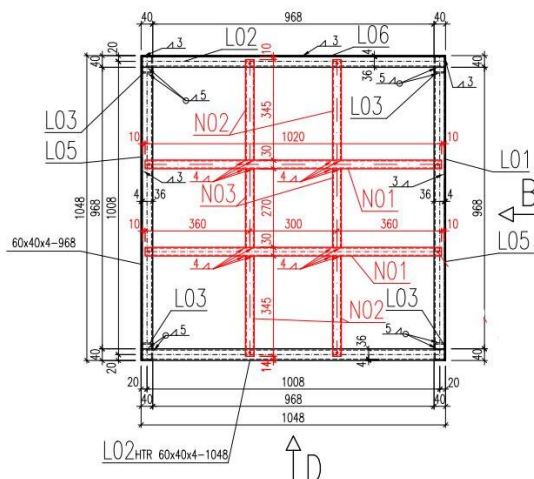


Obrázek 3 : Ručně lisovaný semtex, měděný projektil

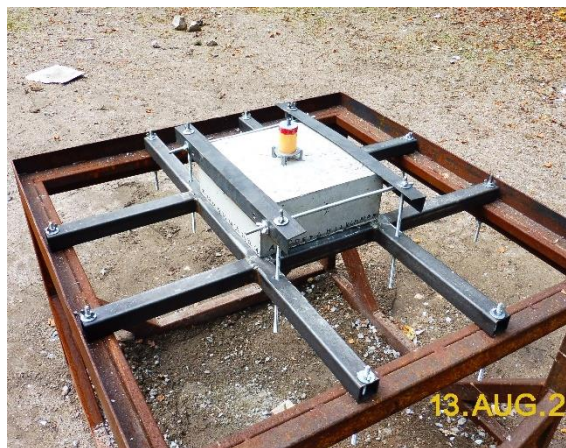


Obrázek 4 : Podstavec

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. Uzavřené profily byly připevněny na konstrukci používanou na dřívější experimentální měření. Podrobný popis ocelové konstrukce je uveden v článku autorů Janoty a Foglara [3]. Pod betonovými 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

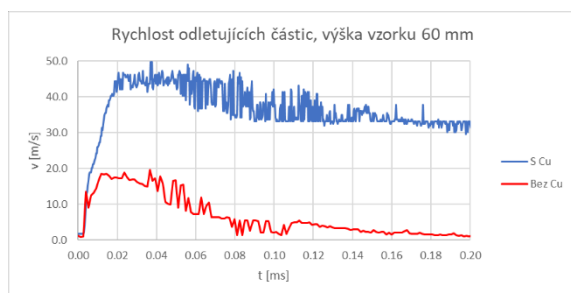
### 2.1. 2. fáze experimentálního měření

Ve druhé fázi experimentálního měření již byly zohledněny poznatky z fáze první. Dle McVay [2] byly upraveny hmotnosti náloží a jejich vzdálenosti od betonového vzorku. Snahou řešitelského týmu bylo docílit způsobení výtrže spodního povrchu cementového kompozitu u náloží s projektilem a zároveň minimalizovat poškození vzorku u nálože bez projektilu. Jak bylo zmíněno výše, jako nálož byl použit Semtex a měděný projektil průměru 30 mm, výšce 3 mm a hmotnosti 20 g. Tato kombinace měla výrazně menší schopnost poškození, oproti výbušnině ve fázi 1.

Vzorek	[-]	21	22
Výška	[mm]	60	
Nálož	typ	Semtex 1A	
	hmotnost	30	
	vzdálenost	100	
Projektil	průměr	30	-
	hmotnost	18,5	-
Poškození horního povrchu	[-]	hloubková degradace	povrchová degradace
Poškození spodního povrchu	[-]	výtrž betonu	trhlina
Maximální rychlost odletujících	[m/s]	49,716	19,66
Hmotnost vzorku před výbuchem	[g]	13267	13530
Hmotnost vzorku po výbuchu	[g]	12263	13530

Obrázek 7 : Porovnání vzorků výšky 60 mm

Při porovnání rychlostí nálož s měděným projektilem umístěna 100 mm od povrchu kompozitu vykazuje vyšší rychlost cca o 250 %. Rychlost prostupu rázové vlny bez projektilu je vyšší než u rázové vlny s projektilem. Po dosažení maximálních rychlostí dochází k poklesu rychlosti odletujících částic vlivem odporu vzduchu. Poškození vzorku s projektilem je větší než u vzorku bez projektilu. V prvním případě dochází k průrazu a k výtrži betonu, v druhém případě pak pouze k průhybu vzorku, na spodním povrchu dochází k rozvoji trhlin.



Obrázek 8 : Porovnání rychlosti odletujících částic vzorků výšky 60 mm, projektil s mědí, projektil bez mědi

Vzorek	[-]	23	24
Výška [mm] <b>60</b>			
Nálož	typ	Semtex 1A	
	hmotnost	30	
	vzdálenost	50	
Projektil	průměr	30	-
	hmotnost	18,5	-
Poškození horního povrchu	[-]	průraz	trhliny
Poškození spodního povrchu	[-]	výtrž betonu	výtrž betonu
Maximální rychlost odletujících	[m/s]	34,738	28,234
Hmotnost vzorku před výbuchem	[g]	13586	13563
Hmotnost vzorku po výbuchu	[g]	12681	13170

Obrázek 9 : Porovnání vzorků výšky 60 mm

Při porovnání rychlostí nálož s měděným projektilem umístěna 50 mm od povrchu kompozitu vykazuje vyšší rychlost cca o 21 %. Rychlost prostupu rázové vlny bez projektilu je vyšší než u rázové vlny s projektilem. Po dosažení maximálních rychlostí dochází k poklesu rychlosti odletujících částic vlivem odporu vzduchu. Poškození vzorku s projektilem je větší než u vzorku bez projektilu. V prvním případě dochází k průrazu a k výtrži betonu, v druhém případě pak pouze ke vzniku trhlin a výtrži betonu.

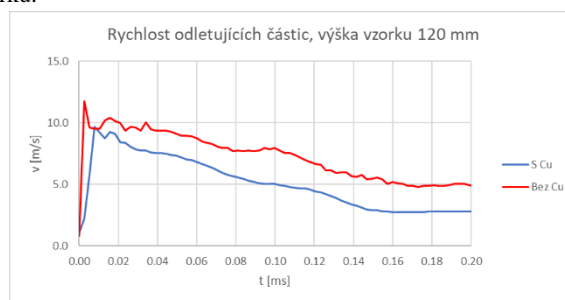


Obrázek 10 : Porovnání rychlosti odletujících částic vzorků výšky 60 mm, projektil s mědí, projektil bez mědi

Vzorek	[-]	28	29
Výška [mm] <b>120</b>			
Nálož	typ	Semtex 1A	
	hmotnost	50	
	vzdálenost	20	
Projektil	průměr	-	30
	hmotnost	-	18,5
Poškození horního povrchu	[-]	povrchová degradace	povrchová degradace
Poškození spodního povrchu	[-]	mikrotrhliny	mikrotrhliny
Maximální rychlost odletujících	[m/s]	11,752	9,6822
Hmotnost vzorku před výbuchem	[g]	26740	26820
Hmotnost vzorku po výbuchu	[g]	26606	26594

Obrázek 11 : Porovnání vzorků výšky 120 mm

Při porovnání rychlostí nálož s měděným projektilem umístěna 20 mm od povrchu kompozitu vykazuje nižší rychlost cca o 20 %. Rychlost prostupu rázové vlny bez projektilu je vyšší než u rázové vlny s projektilem. Po dosažení maximálních rychlostí dochází k poklesu rychlosti odletujících částic vlivem odporu vzduchu. V obou případech dochází k povrchové degradaci vzorku a rozvoji mikrotrhlin při spodním povrchu. Nálož s projektilem vykazuje větší úbytek hmotnosti vzorku.

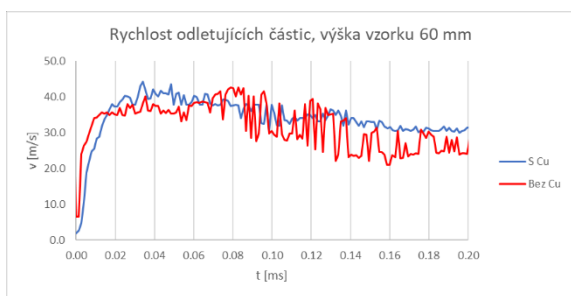


Obrázek 12 : Porovnání rychlosti odletujících částic vzorků výšky 120 mm, projektil s mědí, projektil bez mědi

Vzorek	[-]	25	26
Výška [mm] <b>60</b>			
Nálož	typ	Semtex 1A	
	hmotnost	30	
	vzdálenost	20	
Projektil	průměr	-	30
	hmotnost	-	18,5
Poškození horního povrchu	[-]	průraz	průraz
Poškození spodního povrchu	[-]	výtrž betonu	výtrž betonu
Maximální rychlost odletujících	[m/s]	42,72	44,198
Hmotnost vzorku před výbuchem	[g]	13567	13489
Hmotnost vzorku po výbuchu	[g]	12940	12444

Obrázek 13 : Porovnání vzorků výšky 60 mm

Při porovnání rychlostí nálož s měděným projektilem umístěna 20 mm od povrchu kompozitu vykazuje vyšší rychlost cca o 10 %. Rychlost prostupu rázové vlny bez projektilu je vyšší než u rázové vlny s projektilem. Po dosažení maximálních rychlostí dochází k poklesu rychlosti odletujících částic vlivem odporu vzduchu. Poškození vzorku s projektilem je větší než u vzorku bez projektilu. V obou případech dochází k průrazu vzorku a výtrži betonu, s projektilem je však hmotnost výtrže betonu větší.

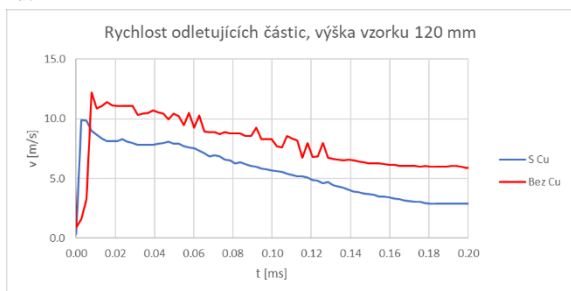


Obrázek 14 : Porovnání rychlosti odletujících částic vzorků výšky 60 mm, projektil s mědí, projektil bez mědi

Vzorek		[-]	30	31
Výška		[mm]	120	
Nálož	typ	[-]	Semtex 1A	
	hmotnost	[g]	100	
	vzdálenost	[mm]	20	
Projektil	průměr	[mm]	-	30
	hmotnost	[g]	-	18,5
Poškození horního povrchu		[-]	povrchová degradace	povrchová degradace
Poškození spodního povrchu		[-]	trhliny	trhliny
Maximální rychlost odletujících		[m/s]	14,634	9,9039
Hmotnost vzorku před výbuchem		[g]	26730	26816
Hmotnost vzorku po výbuchu		[g]	26581	26635

Obrázek 15 : Porovnání vzorků výšky 120 mm

Při porovnání rychlostí nálož s měděným projektilem umístěna 20 mm od povrchu kompozitu vykazuje nižší rychlost cca o 47 %. Rychlost prostupu rázové vlny bez projektilu je vyšší než u rázové vlny s projektilem. Po dosažení maximálních rychlostí dochází k poklesu rychlosti odletujících částic vlivem odporu vzduchu. V obou případech dochází k povrchové degradaci vzorku a rozvoji mikrotrhlin při spodním povrchu. Nálož bez projektilu vykazuje větší úbytek hmotnosti vzorku.



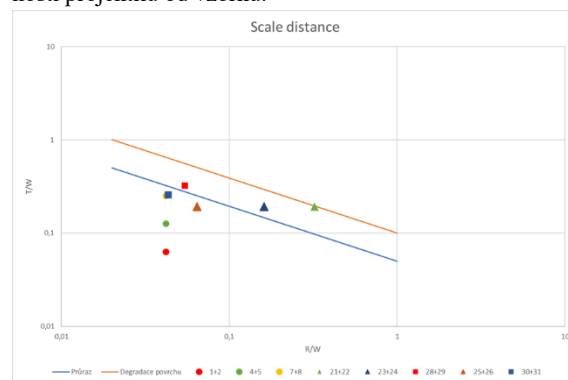
Obrázek 16 : Porovnání rychlosti odletujících částic vzorků výšky 120 mm, projektil s mědí, projektil bez mědi

### 3. ZÁVĚR

Ve druhé fázi experimentálního měření již výstupy vykazovaly konzistentní výsledky. Rychlost odletujících částic u vzorků tloušťky 60 mm byla shodně vyšší u nálož s projektilem než u nálož bez projektilu. Zároveň poškození vzorků tloušťky 60 mm bylo vyšší u vzorků s projektilem. Nálož bez i s projektilem tvořeny pouze semtexem 1A nedokázali prorazit vzorky tloušťky 120 mm. Při porovnání výsledků dle grafů dle McVay [1] lze pozorovat 3 sady bodů. Body označeny kruhem představují první fázi experimentálního měření. Všechny

se nachází pod oběma křivkami grafu, což značí jejich destrukci odpovídající experimentální měření. Sada bodů označených trojúhelníkem představují vzorky z druhé fáze experimentálního měření, tloušťky 60 mm. Vzorek 22 se nachází na rozhraní křivek, dle výsledků experimentu nedochází k průrazu vzorku. U vzorku 21, stejných parametrů nálož (hmotnost, vzdálenost od prvku) je již patrný vliv projektilu. U vzorků 24 a 25 během experimentálního měření dochází k odtržení betonu, popřípadě k průrazu prvku. Poslední sada bodů, čtverce, představují druhou fázi experimentálního měření, konkrétně vzorky tloušťky 120. Zde se grafy dle McVay neshodují s experimentálním měřením. To je pravděpodobně zapříčiněno složením nálož. V první fázi byla 100 gramová nálož složena ze Semtexu 1A a hexagonu A-IX-1. V druhé fázi již byla použita nálož pouze ze semtexu. Samotný Semtex 1A nemá účinnost poškození shodnou s hexagonem A-IX-1.

U vzorků tloušťky 120 mm nebyl prokázán vliv projektilu na jeho poškození, popřípadě rychlost odletujících částic. Ani v jednom případě nedošlo k výraznému porušení prvku. Hodnoty naměřené na spodním povrchu představují pouze průhyb prvku a ocelové konstrukce, na které byl prvek umístěn. U vzorků tloušťky 60 mm je již vliv měděného projektilu patrný. Rychlost odletujících částic je větší u nálož s projektilem, tento vliv je více patrný v případech kdy ocelový projektil je ve větší vzdálenosti od prvku. To lze konstatovat také u množství vytrženého betonu. Rozdíl poškození stoupá se vzdáleností projektilu od vzorku.



Obrázek 17 : Porovnání vzorků dle McVay

### ACKNOWLEDGEMENTS

Příspěvek 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.
- Zima, J., Foglar, M. (2020). Vliv projektilu na množství poškození cementového kompozitu výbuchem

# VHODNÝ TVAR ZKUŠEBNÍCH TĚLES PRO AUTOMATICKÉ VYHODNOCOVÁNÍ 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

Pro výzkum zacelování trhlin v betonu v důsledku autogenního hojení, vlivem příměsí sekundární krystalizace nebo mikroorganismů je potřeba velké množství zkušebních těles s velkým množstvím trhlin. Nejvhodnější metoda hojení trhlin může být stanovena jen na základě zkoumání trhlin při různých okrajových podmínkách. Vhodným materiálem pro tyto účely je textilní beton (TRC) s netkanou polypropylenovou textilií. Zkušební vzorky TRC mohou obsahovat mnoho různých trhlin, a to i při malých rozměrech. Tvorba trhlin je možná ohybovým namáháním vzorků. Pro možnost využití automatizace vyhodnocování trhlin je tedy nutné vyrobit zakřivená zkušební tělesa a trhliny vytvořit jejich narovnáním.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Textilní beton • TRC • Autogenní hojení • Tvorba trhlin • Vývoj trhlin

## ABSTRACT

A large number of test specimens with a large number of cracks are needed for research of cracks healing in concrete due to autogenous healing, secondary crystallization admixtures or microorganisms. The most suitable method of crack healing can only be determined by examining cracks under different boundary conditions. A suitable material for this purpose is textile concrete (TRC) with non-woven polypropylene textile. TRC test specimens can contain many different cracks, even with small dimensions. The development of crack is possible by bending the samples. In order to be able to use automation of crack evaluation, it is therefore necessary to produce curved test specimens and create cracks by straightening them.

## KEYWORDS

Textile reinforced concrete • TRC • Autogenous healing • Crack creation • Crack development

## 1. ÚVOD

V současné době se začalo objevovat větší množstvím odborných studií a článků zabývajících se autogenním hojením betonu (Edvardsen 1999, Žáková a Žák 2019), využitím přísad způsobujících sekundární krystalizaci za účelem zacelování trhlin (Rahhal et al. 2009, Pazderka a Hájková 2016, Pazderka 2016, Pazderka a Hájková 2017), a dokonce zacelováním trhlin pomocí mikroorganismů (Žáková et al. 2019, Ryparová 2020). Hlavním cílem je zajistit co největší trvanlivost konstrukce tím, že se zamezí infiltraci vody do objektu. V laboratořích se daří funkčnost těchto přísad prokázat, ale v reálných konstrukcích se nedaří dosáhnout optimální účinnosti, ať už se při snaze o efektivní zacelování trhlin využívají přísady, mikroorganismy a nebo přirozené autogenní hojení betonu. Je tedy potřeba přesněji definovat optimální okrajové podmínky, které je možné aplikovat na reálnou konstrukci. Účinnost otaření reaguje na různé teploty, vlhkosti, či kombinaci dalších složek betonu. Z toho vyplývá, že je proto nutné vyrobit velké množství vzorků a při zkoušení je vystavovat různým podmínkám.

Tento příspěvek se zabývá možností výroby betonových vzorků vhodných ke zkoumání velkého množství trhlin při různých podmínkách. Vychází přitom z předchozích zkušeností s výrobou vzorků z textilního betonu (Žák et al. 2021). Cílem je získat malý vzorek s velkým množstvím trhlin o různých šířkách. Důraz je však kladen na možnost automatizace vyhodnocování výsledků. Zároveň by vzhledem k množství zkoumaných kombinací podmínek a přísad měla být při výrobě vzorků ideálně co nejmenší spotřeba materiálu. Textilní beton s netkanou polypropylenovou textilií se osvědčil jako vhodný materiál. Není sice vhodným materiálem pro nosné konstrukce, ale díky schopnosti velkého přetváření, při kterém vzniká velké množství malých trhlin, umožňuje při malém objemu zkušebních vzorků efektivně zkoumat zacelování trhlin v betonu. Díky tomu ani zkušební nádoby s kontrolovanými okrajovými podmínkami, do kterých budou vzorky uloženy, nemusí nezabírají mnoho prostoru a je možné zkoumat velké množství vzorků současně.

Zkušební vzorky pro automatizované vyhodnocování je ale navíc potřeba navrhnout tak, aby jediným úkonem, který musí pracovník vykonat, bylo vložení vzorku do zkušebního přístroje.

---

\* Školitel: prof. Ing. Petr Štemberk, Ph.D., D.Eng.

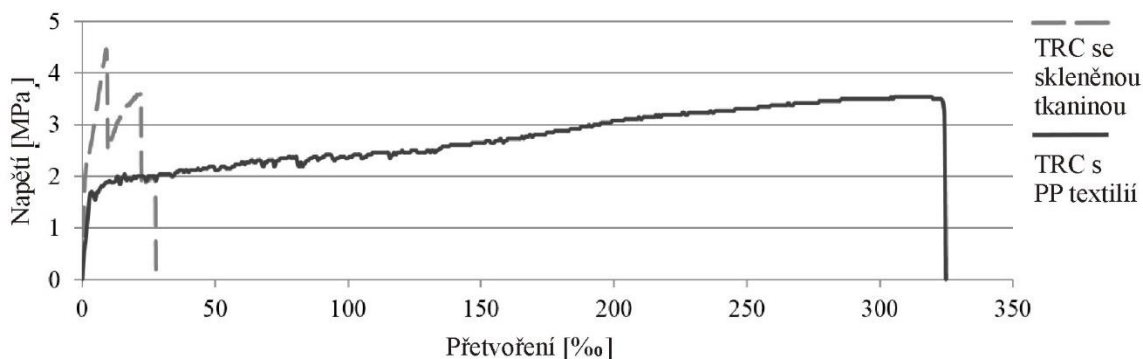


## 2. MATERIÁLY A METODY

Textilní beton je vyráběn vrstvením cementové směsi a výztužných textilií. Textilie může být zhotovena z různých materiálů. Vhodné je alkalivzdorné sklo, uhlíková vlákna, nebo různé plasty (polypropylen, polyethylen, aj.). Pro výzkum trhlin se ukázal jako nejvhodnější materiál polypropylenová netkaná textilie. Zkušební těleso s netkanou polypropylenovou textilií (Obrázek 1) vykazuje oproti tělesu se skleněnou tkaninou nižší výslednou pevnost, ale jeho přetvárné možnosti jsou výrazně větší (Obrázek 2).



Obrázek 1: Zkušební tělesa z TRC.



Obrázek 2: Pracovní diagram zkušebních těles z textilních betonů při zkoušce pevnosti v jednoosém tahu.

### 2.1. Tvorba trhlin ve vzorcích z textilního betonu

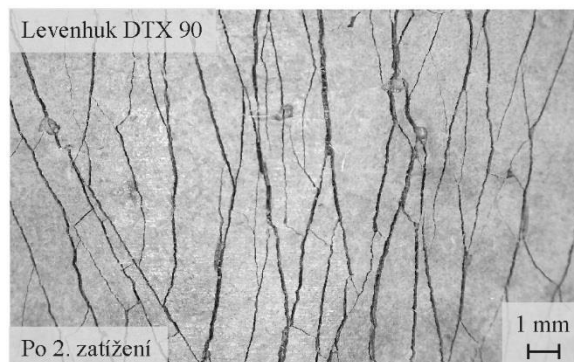
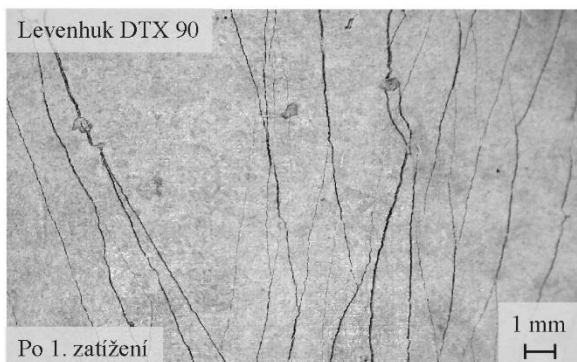
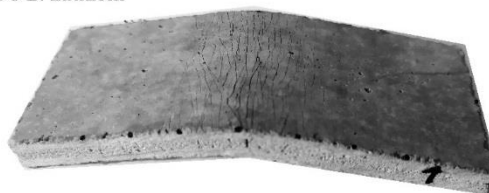
Trhliny ve vzorcích mohou být vytvořeny tahovým nebo ohybovým namáháním. Ve vzorcích zatížených tahovým zatížením vzniknout trhliny v celé oblasti mezi kleštinami, kterými je zkušební vzorek upevněn. Není tedy možné využít celé délky vzorku. Druhé úskalí tohoto vytváření trhlin je fakt, že trhliny se po odtížení vzorku uzavírají a vzorek je celkově náchylný na deformace vlivem již pouhé manipulace s ním.

Bylo by tedy nutné vzorek zafixovat v nataženém stavu, aby nedocházelo ke zkreslování výsledků. Oproti tomu vícevrstvé vzorky vystavené ohybovému namáhání zůstávají po odtížení zdeformované a mají dostatečnou tuhost, aby při běžné manipulaci nedocházelo k náhodné deformaci. Trhliny lze navíc vytvořit v libovolné části vzorku a podle velikosti deformace je možné přesně definovat šířku zkoumaných trhlin (Obrázek 3). Hlavní nevýhodou těchto vzorků je časově náročné vyhodnocování vzhledem k zakřivení vzorku.

Po 1. zatížení



Po 2. zatížení

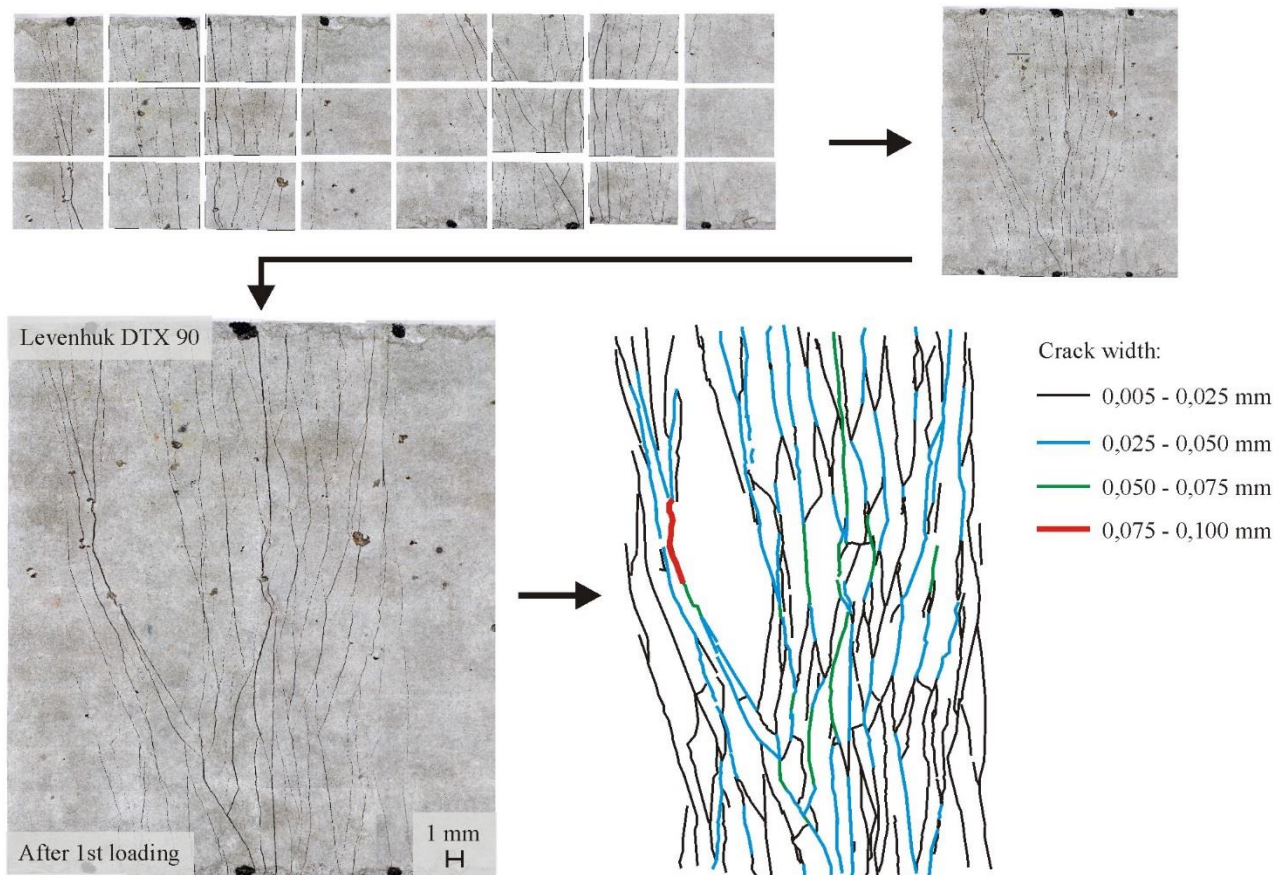


Obrázek 3: Rorvoj trhlin po opakovaném zatěžování zkušebního vzorku.

Při betonáži se často využívají dvě směsi cementové malty. K infiltraci polypropylenové netkané textilie je nutné využít jemnozrnnou maltu nejlépe s kamenivem velikosti maximálně 0,25 mm. Mezivrstvy je možné vyrobit ze směsi s hrubším kamenivem. Přesto není možné využít hrubé kamenivo, které se běžně v konstrukčních betonech vyskytuje. Výzkum na vzorkách z textilního betonu by tedy měl být v závěru ověřen zkouškami na reálné směsi.

## 2.2. Vyhodnocování šířky trhlin

Vyhodnocování šířky trhlin je prováděno pomocí digitálního mikroskopu. Povrch zkušební vzorku je nasnímán po částech, které jsou následně složeny dohromady. Na záznamu celého povrchu jsou následně vyhodnoceny šířky i délky všech trhlin (Obrázek 4).



Obrázek 4: Postup automatizované vyhodnocování vzorků.

Vyhodnocování trhlin na zkušebním tělese zatíženým ohybovým namáháním je velmi časově náročné vzhledem k trvalé deformaci vzorku. Při pořizování snímků je nutné snímat povrch v kolmém směru. K tomu je nutné zkušební

těleso nebo mikroskop nejen posouvat, ale i natáčet (Obrázek 5). Po každém posunu a natočení vzorku je nutné mikroskop znovu zaostřit a kalibrovat. Tyto operace jsou velmi časově náročné. Navíc zaostřená a tudíž i použitelná část snímku je menší než při snímání rovného vzorku.



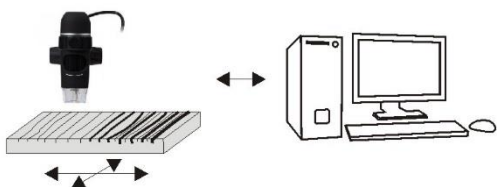
Obrázek 5: Vyhodnocování zakřiveného vzorku.

### 3. VÝSLEDKY A DISKUSE

Ze získaných zkušeností vzešel návrh zkušební vzorku, který bude vhodný pro automatizované vyhodnocování velkého množství vzorků.

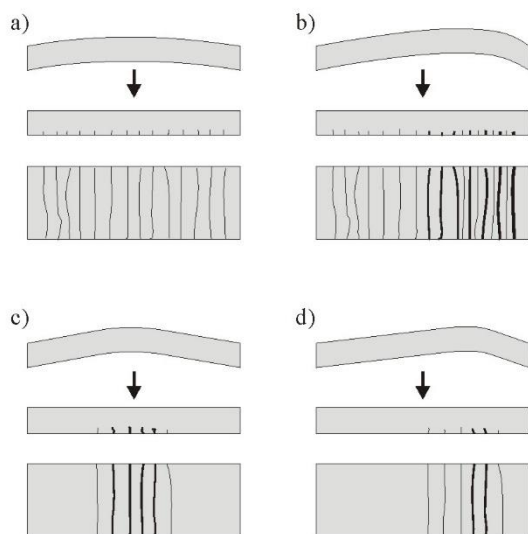
Pro možnost automatizovaného vyhodnocování je nutné zajistit, aby mikroskop pořídil snímky v pravidelném rastru a v odpovídající kvalitě. Pak je možné vzorek automaticky celý nasnímat, automaticky nechat složit snímky dohromady i automaticky vyhodnotit velikosti a délky trhlin. Je tedy nutné, aby při posunu vzorku nedocházelo k rozostření záznamu nebo nutnosti nové kalibrace. Toho lze dosáhnout vyhodnocováním výsledků na rovném vzorku. Rovný vzorek je pak uložen na křížový stůl a jeho posun a snímání je ovládáno softwarově pomocí krokových motorů (Obrázek 6).

Hlavním požadavkem na takový vzorek je rovinnost při snímání. Aby měl zkušební vzorek trhliny v rovném stavu je nutné vyrobít ho v stavu zakřiveném. Tvar vzorku při výrobě definuje množství a velikost trhlin. Není tedy možné velikost trhlin definovat dodatečně při zatěžování, ale ztrátu této výhody výrazně převyšují výhody automatizovaného vyhodnocování.



Obrázek 6: Automatizace vyhodnocování výsledků.

Pokud je požadavek vyhodnocovat trhliny nějaké konkrétní šířky, vzorky je vhodné vyrobít tak, aby střednice kopirovala kružnici vhodného poloměru. Pokud je ale požadavek na zastoupení různých šířek trhlin, je nutné vyrobít vzorek s proměnnou křivostí. Dokonce je možné vyrobít vzorek, který má trhliny pouze na konkrétní části (Obrázek 7).



Obrázek 7: Vhodné tvary zkušebních těles:

a) tvar pro užší rozmezí šířek trhlin; b) tvar pro široké rozmezí šířek trhlin; c-d) tvar pro lokální vznik trhlin.

### 4. ZÁVĚR

V tomto příspěvku je popsáno využití textilního betonu s netkanou polypropylenovou textilií k výrobě vzorků pro výzkum a popis trendů vývoje trhlin a procesu autogenního hojení trhlin v betonu. Největší výhodou vzorků z textilního betonu je možnost zkoumat velké množství trhlin na relativně malé ploše. Další výhodou popsaných vzorků je menší množství spotřebovaného materiálu, menší nároky na skladovací prostory a po skončení experimentu i menší množství odpadu než při zkouškách na velkých zkušebních tělesech.

Hlavním přínosem je návrh tvaru vzorku pro automatizované vyhodnocování, pomocí kterého lze uvedeným postupem generovat velké množství dat z velkého množství sad identických vzorků, které budou vystavovány různým okrajovým podmínkám. Tím pak bude možné přesněji definovat podmínky pro využívání přísad podporujících autogenní hojení betonu ve stavební praxi.

### PODĚKOVÁNÍ

Poděkování patří Českému vysokému učení technickému v Praze, které tuto práci finančně podporovalo v rámci projektu SGS21/044/OHK1/1T/11.

### Reference

- Edvardsen C (1999) Water Permeability and Autogenous Healing of Cracks in Concrete. *ACI Materials Journal* **96** 448–54
- Žáková, H., & Žák, J. (2019). Using of TRC for research of crack evolution and the effect of autogenous healing. *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.* **596** 012045
- Rahhal V et al. (2009) Scheme of the Portland cement hydration with crystalline mineral admixtures and other aspects Silicates *Industriels* **74** 347-52
- Pazderka J and Hájková E (2016) Crystalline Admixtures and Their Effect On Selected Properties Of Concrete *Acta Polytechnica* **56** 306–11
- 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
- Žáková, H.; Pazderka, J.; Ryparová, P.; Rácová, Z. (2019) Effect of Bacteria *Bacillus pseudofirmus* and Fungus *Trichoderma reesei* on Self-healing Ability of Concrete. *Acta Polytechnica* **21** 42-45
- Ryparová, P.; Tesárek, P.; Schreiberová, H.; Prošek, Z. (2020) The effect of temperature on bacterial self-healing processes in building materials. *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.* **726** 012012
- Žák, J., Frantová, M. a Štemberk, P. (2021) Design and production of samples suitable for testing of autogenous healing of concrete *AIP Conference Proceedings* **2322**, 020035