

CZECH TECHNICAL UNIVERSITY IN PRAGUE
Faculty of Civil Engineering

Proceedings of PhD Workshop

Department of Concrete and Masonry Structures



May 31, 2024
Prague

PhD Workshop

Department of Concrete and Masonry Structures

This book contains papers that were presented during the 13th PhD Workshop of the Department of Concrete and Masonry Structures that was held in Prague, CTU in Prague on 31 May 2024.

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 12/24/F1.

Editors: Anna Horáková, Martin Petřík

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

First electronic edition

Published by: Czech Technical University in Prague
Number of pages: 147

ISBN 978-80-01-07294-3 (print)
ISBN 978-80-01-07295-0 (online)

©2024
Faculty of Civil Engineering
CTU in Prague

CONTENT

REDUKCE TEPLOTNÍHO ZATÍŽENÍ KONSTRUKCÍ POMOCÍ MÍSTNÍCH HISTORICKÝCH DAT	5
FRONĚK Adam	
ZÍSKÁVÁNÍ A ZPRACOVÁNÍ VÝSLEDKŮ MECHANICKÉHO ZKOUŠENÍ HORNIN V HORKÝCH KOMORÁCH	9
HRDLIČKOVÁ Kateřina	
VYUŽITÍ UHPC PŘI REKONSTRUKCÍCH MOSTNÍCH KONSTRUKCÍ	15
JANOUSEK Jan	
SMYKOVÁ PEVNOST ROZHRANÍ CEMENTOVÝCH KOMPOZITŮ ZA BĚŽNÉ A ZVÝŠENÉ TEPLoty	20
JELÍNKOVÁ Michaela	
ANALÝZA ŽELEZOBETONOVÝCH PRVKŮ ZESÍLENÝCH KOMPOZITNÍMI LAMELAMI	26
KAZMINA Valeriia	
HAŠENÍ LESNÍCH POŽÁRŮ: FAKTORY OVLIVŇUJÍCÍ HAŠENÍ LETECKOU TECHNIKOU	32
KOŠŤÁLOVÁ Šárka	
NUMERICKÉ MODELOVÁNÍ BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ VYSTAVENÝCH RADIACI	36
KOVÁŘ Jiří	
VLIV PŘÍČNÉHO PLECHU NA ZVÝŠENÍ DUKTILITY OCELOBETONOVÉ KONSTRUKCE	40
KUBÁT Roman	
MOŽNOSTI ZPŘESNĚNÍ ÚNAVOVÉHO ZATÍŽENÍ ŽELEZNIČNÍCH MOSTŮ A POPIS ÚNAVOVÉ ZKOUŠKY	46
MIKLAS Petr	
OBLOUKOVÉ NADJEZDY NA ÚSEKU DÁLNICE D3 0311	51
NERADÍLEK Martin	
ODEZVA BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ NA VNITŘNÍ EXPLOZE KONDENZOVANÝCH VÝBUŠNIN	58
RATISLAV Matyáš	
SKOŘEPINOVÉ KONSTRUKCE A METODY NAVRHOVÁNÍ	64
ROZKOŠNÝ Jan	
ZESILOVÁNÍ BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ POMOCÍ KOMPOZITNÍHO MATERIÁLU – UHPC	68
SAMEK Daniel	

VYUŽITÍ MATEMATICKÉHO MODELOVÁNÍ POŽÁRU PŘI POSUZOVÁNÍ POŽÁRNÍ ODOLNOSTI V TUNELECH	73
SVOBODOVÁ Nicole	
VÝZVY PŘI NUMERICKÉM MODELOVÁNÍ KOMPOZITNÍCH PANELŮ ZATÍŽENÝCH VÝBUchem	77
ŠULC Vojtěch	
VLIV DRÁTKŮ NA ÚNOSNOST VE SMYKU PŘI PROTlačENÍ DRÁTKOBETONOVÉ DESKY	83
TOMAN Kryštof	
OPTIMALIZACE ROZMÍSTĚNÍ KAMER PRO BUDOUCÍ IMAGE PROCESSING	89
WUDI Václav	
POSOUZENÍ VLIVU TUHOSTI NOSNÉ KONSTRUKCE MOSTU NA INTERAKCI BEZSTYKOVÉ KOLEJE NA MOSTĚ	94
BLÁHA Filip	
UPLATNĚNÍ UHPC PRO REKONSTRUKCE MOSTŮ	99
BOHÁČEK Lukáš	
BETON S RECYKLOVANÝM KAMENIVEM PRO KONSTRUKCE BYTOVÝCH STAVEB	105
HLAVSA Zdeněk	
VÝPOČETNÍ APLIKACE PRO STANOVENÍ VZÁJEMNÉ VZDÁLENOSTI KONTEJNERŮ ÚLOŽIŠTĚ VYHOŘELÉHO JADERNÉHO PALIVA V HORNINOVÉM MASIVU	109
NEDOMOVÁ Karolína	
TEPLOTNÍ MĚŘENÍ A SIMULACE V MASIVNÍCH BETONOVÝCH KONSTRUKCÍCH	114
NĚMČIC Vít	
PLETENÉ BEDNĚNÍ PRO ANTIKLASTICKÉ SKOŘEPINY	117
SALÁK Martin	
VLIV VELIKOSTI TĚLESA A METODY ZATĚŽOVÁNÍ NA OHYBOVÉ VLASTNOSTI DUKTILNÍHO UHPC	121
VESECKÝ Jan	
VLIV ČEDIČOVÝCH MIKROVLÁKEN NA ZÁKLADNÍ VLASTNOSTI ČERSTVÉHO A ZTVRDLÉHO UHPC	129
VESECKÝ Jan, KUBÁT Jan	
REŠERŠE VLIVU PODPRAŽCOVÝCH PODLOŽEK NA VLASTNOSTI KOLEJE A ŽELEZNIČNÍCH MOSTŮ	137
VRBA Pavel	

REDUKCE TEPLOTNÍHO ZATÍŽENÍ KONSTRUKCÍ POMOCÍ MÍSTNÍCH HISTORICKÝCH DAT

Adam Froněk, *

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

ABSTRAKT

Předmětem článku je postup uvážený pro úpravu teplotního zatížení na základě historického měření teplot v blízkosti lokality stavby. Cílem je přesnější vyhodnocení místních klimatických podmínek pro redukci vnějšího teplotního zatížení a návrh hospodárnější konstrukce. Pro soubory získaných teplot mezi lety 1961 až 2022 byly uváženy základní metody popisné statistiky a lineární regrese. V rámci vhodného použití pro návrh konstrukcí, byla na základě těchto dat vytvořena predikce vývoje teploty pro následujících 100 let. Postup je diskutován pro rovnoměrnou složku teploty pro mostní konstrukce.

KLÍČOVÁ SLOVA

teplotní zatížení • klimatická změna • mostní konstrukce • statistika

ABSTRACT

The paper describes the possibilities of adjusting thermal actions based on historical data at the structure location. The aim is to reduce thermal actions by considering local climatic conditions, leading to economic design. Methods of descriptive statistics and linear regression were used on statistical data for the period from 1961 to 2022. Predictions were made for the following 100 years in order to achieve appropriate loads for bridges. Load reduction is applied to a uniform temperature component for bridge structures.

KEYWORDS

thermal actions • climate change • bridge structures • statistics

1. ÚVOD

Pro určité typy stavebních konstrukcí mohou být teplotní změny dominantním nebo zásadním proměnným zatížením, což může vést ke komplikacím při jejich dimenzování. Zatížení od teploty je nesilové, tedy úpravou tuhosti konstrukce nemusíme dosáhnout hledaného řešení, a je nutné sáhnout do statického uspořádání, aby se konstrukce stala dimenzovatelnou. Obecně lze říci, že kritické stavby pro teplotní zatížení jsou buď velmi tuhé konstrukce nebo například geometricky složité konstrukce, kdy vzájemné přetvoření jednotlivých částí nosné konstrukce může vyvolat významné silové účinky. Pod mostními stavbami si lze představit rámové nebo obloukové konstrukce.

* Supervisor: doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D., FEEng.

Teplotní zatížení se dle Eurokódu (ČSN EN 1991-1-5 (73 0035) 5/2005) odvozuje na základě regionálních podmínek a typu konstrukce. Vstupními daty pro rovnoměrnou složku teploty jsou maximální a minimální hodnoty, a výchozí teplota při zabudování konstrukce. Eurokód připouští použití vstupních hodnot na základě místních meteorologických dat a národní příloha přímo definuje Český hydrometeorologický ústav jako zdroj těchto informací.

2. POSTUP VYHODNOCENÍ

Velikost teplotního rozdílu pro rovnoměrnou složku teploty lze vyjádřit následujícím způsobem.

$$\Delta T_{min} = T_0 - (T_{min} + X_{min}) \quad (1)$$

$$\Delta T_{max} = (T_{max} + X_{max}) - T_0 \quad (2)$$

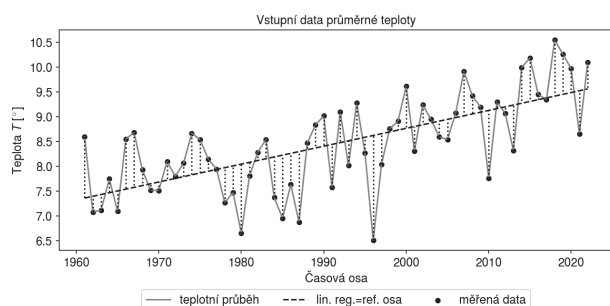
Hodnoty X_{min} a X_{max} se stanovují na základě typu a materiálu konstrukce a nejsou v rámci příspěvku diskutovány. Ostatní hodnoty jsou závislé na klimatických podmínkách a jsou předmětem tohoto příspěvku. Slovně vyjádřeno se teplotní zatížení stanoví jako vzdálenost extrémní hodnoty k teplotě při zabudování.

Vstupní data byla převzata z Českého hydrometeorologického ústavu (2023), pro měřicí stanici pražského Klementina. Minimální (T_{min}) a maximální (T_{max}) hodnoty byly převzaty z měsíčních hodnot a průměrná teplota (T_0) byla převzata z denních dat. Všechna měření jsou veřejně k dispozici, a to za období 1961-2022.

Postup zpracování vstupních dat (průměrné, minimální, maximální) je obdobný pro všechny datové soubory. Nejprve jsou data upravena pro vyřazení časové závislosti vývoje teploty. Následně jsou vyřazena odlehlá pozorování a vytvořen trend teploty na těchto upravených datech.

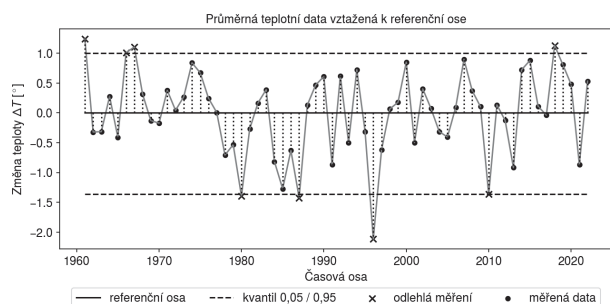
2.1. Průměrná teplota

Hodnota zabudování T_0 byla postupně určena jako měsíční průměr z denních hodnot a z nich následně roční průměr. Nejprve byl průběh proložen pomocí lineární regrese. Tím byl naznačen prvotní trend teploty, který sloužil jako referenční osa.



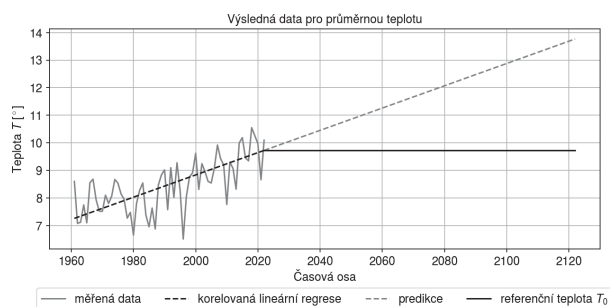
Obrázek 1: Vstupní data průměrné teploty.

Naměřené hodnoty byly odečteny od tohoto průběhu, čímž byla data zredukováána o časovou závislost. Referenční průběh průměrné teploty byl následně redukován o 95%, resp. 5%, kvantil reprezentující odlehlá měření.



Obrázek 2: Průměrná teplotní data vztažená k referenční ose.

Redukovaná data o odlehlá měření byla vrácena do původní polohy, čímž byla vrácena časová závislost, a data byla opět proložena lineární regresí.



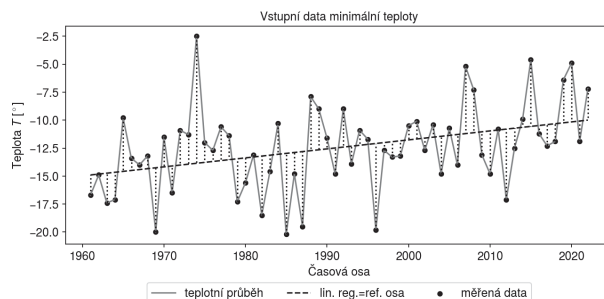
Obrázek 3: Výsledná data pro průměrnou teplotu.

Průběh byl ověřen i pro křivky vyšších řádů, ale lineární průběh se ukázal jako nejvíce odpovídající. Lineární růst teploty přibližně odpovídá nárůstu 1°C za 25 let. Teplotní trend byl extrapolován o následujících 100 let, tj. do roku 2122, nicméně extrapolace do teplotního zatížení nevstupuje a je pouze informativní.

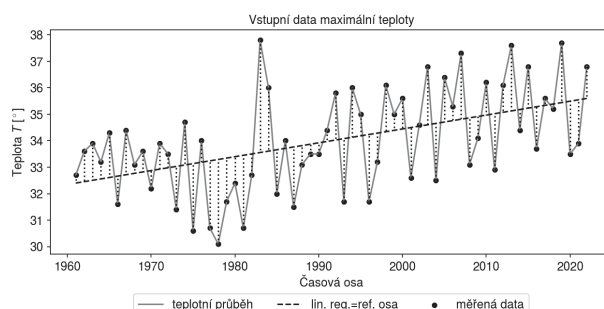
Při extrapolaci tohoto trendu až do konce století se dostaneme na hodnotu nárůstu 3,1°C, to se shoduje s hodnotou 3,2°C, kterou uvádí *The Intergovernmental Panel on Climate Change* IPCC 2023. Tím se potvrdilo použití lineárního průběhu jako vhodně zvolené, s přihlédnutím ke klimatickému trendu v celosvětovém měřítku.

2.2. Teplotní extrém

Minimální a maximální teploty byly určeny obdobným postupem. Nejprve proložením měřených dat lineární regresí.

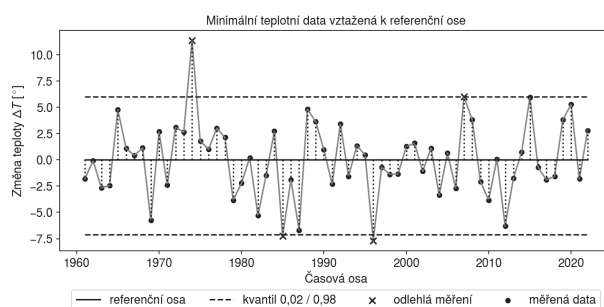


Obrázek 4: Vstupní data minimální teploty.

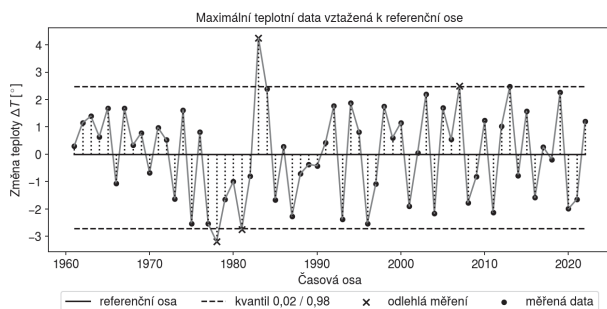


Obrázek 5: Vstupní data maximální teploty.

Data byla odečtena od referenční osy a byla vyřazena odlehlá měření. Vybraný kvantil klimatických jevů se dle ČSN EN 1990 ed. 2 (73 0002) 2/2021 a ČSN EN 1991-1-5 (73 0035) 5/2005 uvažuje 0,02 (doba návratu 50 let).

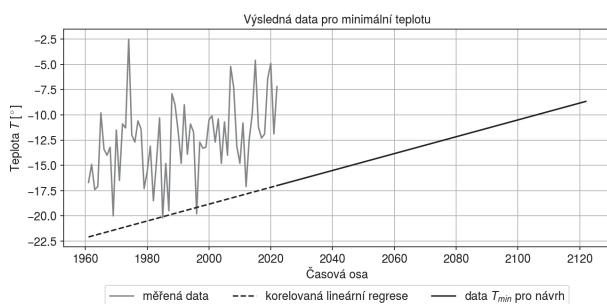


Obrázek 6: Minimální teplotní data vztažená k referenční ose.

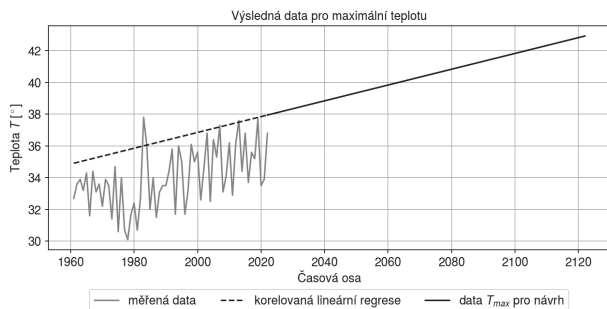


Obrázek 7: Maximální teplotní data vztahovaná k referenční ose.

Data, po vyřazení mimo kvantilového rozpětí, nebyla extrapolována ve střední hodnotě, ale v místě extrémní kvantilové hodnoty s odpovídajícím sklonem průběhu podle mezikvantilových dat. Jinak řečeno byla vrácena časová závislost v místě 2%, resp. 98%, kvantilu.



Obrázek 8: Výsledná data pro minimální teplotu.



Obrázek 9: Výsledná data pro maximální teplotu.

3. VÝSLEDNÉ HODNOTY PRO NÁVRH

Pro vyhodnocení postupu byly, pro shodné okrajové podmínky (lokalita Praha), určeny teploty dle Eurokódu. Porovnání obsahuje pouze klimatické vlivy pro určení rovnoměrné složky teploty a nezahrnuje vliv typu konstrukce.

Tabulka 1: Teploty dle Eurokódu.

$T [^{\circ}\text{C}]$	T_{EC}	ΔT_{EC}
T_{min}	-32	-42
T_0	10	—
T_{max}	40	32

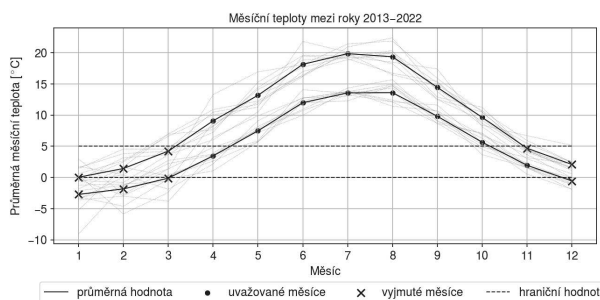
Výsledné teploty na základě historických dat jsou v následující tabulce.

Tabulka 2: Vyhodnocené teploty dle historických dat.

$T [^{\circ}\text{C}]$	T_{2022}	T_{2122}	ΔT_{2022}	ΔT_{2122}
T_{min}	-17,0	-8,7	-26,7	-18,4
T_0	9,7	—	—	—
T_{max}	37,9	42,9	28,2	33,2

Při prvotním pohledu na výsledky, je teplotní rozdíl od ochlazení v Eurokódu s velkou rezervou (redukce o 36%). Jelikož cílem tohoto vyhodnocení je zpřesnění teplotního zatížení, byly pro zachování bezpečnosti při použití v návrhu, uvaženy i scénáře, kdy doba zabudování konstrukce (vliv na teplotu T_0), je mimo zimní měsíce.

Proces výběru měsíců uvažovaných pro osazení konstrukce byl založen na výběru měsíčních dat mezi roky 2013–2022. Z pohledu betonových konstrukcí jsou určité limity povrchu betonu, dle ČSN EN 206+A2 (73 2403) 10/2021 a ČSN EN 13670 (73 2400) 6/2010, +5°C a 0°C. Tyto limity byly využity pro vyřazení zimních měsíců. Kritérium pro vyřazení průměrné teploty bylo +5°C a pro minimální teplotu 0°C.



Obrázek 10: Měsíční teploty mezi roky 2013–2022.

Proces měření, případně zajištění, teploty betonového povrchu je technologickou záležitostí, která není v kompetenci projektanta, ale teplotní limity lze považovat za dobré orientační hodnoty. Vyřazení měsíčních hodnot rozhodně neříká nic o kalendářním rozvržení stavebních prací, ale pouze to vyjímá klimatické podmínky nevhodné pro betonáž.

Výsledné rozsahy pro průměrnou teplotu jsou v období od dubna do října, pro minimální teplotu od dubna do listopadu. Doplňkově byly uvaženy i tři měsíce od června do srpna, pro zohlednění provádění v letních měsících.

Tabulka 3: Absolutní výsledky pro měsíční rozsahy.

	EC	ČHMÚ ^a	ČHMÚ ^b	ČHMÚ ^c	ČHMÚ ^d
T_0	10	9,7	12,7	15,1	19,7
ΔT_{min}	-42	-26,7	-29,7	-32,1	-36,7
ΔT_{max}	30	33,2	30,2	27,8	19,3

^ateplotní průměr pro celý rok^bteplotní průměr pro období duben–listopad^cteplotní průměr pro období duben–říjen^dteplotní průměr pro období červen–srpen

Tabulka 4: Relativní výsledky pro měsíční rozsahy.

	EC	ČHMÚ ^a	ČHMÚ ^b	ČHMÚ ^c	ČHMÚ ^d
T_0	1,00	0,97	1,27	1,51	1,97
ΔT_{min}	1,00	0,64	0,71	0,76	0,87
ΔT_{max}	1,00	1,11	1,01	0,93	0,64

^ateplotní průměr pro celý rok^bteplotní průměr pro období březen–říjen^cteplotní průměr pro období duben–listopad^dteplotní průměr pro období červenec–srpen

Shodná hodnota průměrné teploty dle Eurokódu a vyhodnocení historických měření pro rozsah celého roku jsou dobrým prvotním ukazatelem validnosti postupu. Nicméně velikost oteplení pro rozsah celého roku je poměrně znepokojující, jelikož hodnota překračuje normovou hodnotu zatížení o 11%.

Uvážení průměrné roční teploty by bylo, z pohledu technologických možností betonážních prací za velmi chladného počasí, velmi konzervativní. Oteplení na redukované stavební sezóně dává zatížení odpovídající normě. Extrémní hodnota pro ochlazení nedosáhla hodnoty dle Eurokódu pro žádný rozsah definující teplotu při zabudování.

K rozdílům extrémních hodnot (oteplení +11%, ochlazení -13%), se částečně odkazuje i ČSN EN 1991-1-5 (73 0035) 5/2005, příloha A, kdy v městských aglomeracích lze očekávat vyšší minima teplot.

Zároveň, časový trend teplot ukazuje na rychlejší nárůst minimální teploty (minimální teplota +1°C za 12 let, maximální teplota +1°C za 20 let), a i s ohledem na změny klimatu a prediktivní modely vývoje teploty planety (IPCC 2023), je výrazný pokles teplot v zimních měsících nepravděpodobný.

4. ZÁVĚR

Vyhodnocení teplot na základě historických dat ukazuje nadhodnocení zatížení pro ochlazení konstrukce, a to i pro případy uvážení betonáže v letních měsících. Určení teplotního zatížení na základě místních klimatických podmínek se ukázalo jako hospodárné. Obecně teplotní měření poukazují na vyšší teploty extrémních složek, což je může být ovlivněno městskou aglomerací a obecnou klimatickou změnou, která je z dat velmi patrná. Pozornost si zaslouží velikost maximálních teplot, která pro nejméně příznivý uvažovaný rozsah překročila normovou hodnotu. Při uvážení redukce osazení konstrukce mimo zimní měsíce se oteplení shoduje s normovou hodnotou a velikost ochlazení přináší úsporu 24%. V takovém případě jsou oteplení a ochlazení přibližně shodná, a to s hodnotou 30°C.

Soubor dat pro časový rozsah za posledních 61 let se nemusí, ze statistického hlediska, jevit jako dostatečný pro nalezení výsledků pro dobu návratu 50 let, nicméně výsledky potvrzují částečnou shodu s uvažovaným předpisem pro teplotní zatížení konstrukcí i celosvětovou predikcí vývoje teploty.

Je dobré připomenout, že celé porovnání mezi průběhem historických měření a normou pro navrhování, bylo určeno pro teploty z Klementina, tedy historické centrum Prahy, a výsledky nelze obecně aplikovat pro jiné lokality, ale stejným postupem lze pro místní soubor historických dat snížit uvažované teplotní zatížení na posuzované konstrukci. Zároveň konkrétní lokalita stavby může, mimo husté zástavby, obsahovat další okrajové podmínky, které mohou mít vliv na teplotní působení, jako je blízkost vodních toků nebo směr slunečního svitu, na které je dobré myslet při návrhu.

Jelikož změna klimatu a globální oteplování jsou z principu časově proměnné záležitosti, je dobré tyto vlivy sledovat nejen ze společenského hlediska, s ohledem na snižování na uhlíkové stopy, ale jak tento příspěvek ukazuje, tak i z pohledu hospodárnosti a bezpečnosti posouzení konstrukcí jako takových.

Poděkování

Mé poděkování patří Ing. Michalovi Drahorádovi, PhD. za konzultace na tématu.

Článek vznikl za podpory SGS OHK 1-027/24 *Moderní cementové kompozity a jejich efektivní použití v konstrukcích*.

Reference

- ČSN EN 13670 (73 2400) (6/2010). *Provádění betonových konstrukcí*. vč. Opr.1. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví.
- ČSN EN 1990 ed. 2 (73 0002) (2/2021). *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví.
- ČSN EN 1991-1-5 (73 0035) (5/2005). *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou*. vč. změny Z2. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví.
- ČSN EN 206+A2 (73 2403) (10/2021). *Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví.
- Historická data* (2023). *Praha, Klementinum*. Český hydrometeorologický ústav. URL: <https://www.chmi.cz/historicka-data/pocasi/zakladni-informace>.
- IPCC (2023). *Climate Change 2023. Synthesis Report*. Contribution of Working Groups I, II and III to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change [Core Writing Team, H. Lee and J. Romero (eds.)] Geneva, Switzerland: IPCC. doi: 10.59327/IPCC/AR6-9789291691647.

ZÍSKÁVÁNÍ A ZPRACOVÁNÍ VÝSLEDKŮ MECHANICKÉHO ZKOUŠENÍ HORNIN V HORKÝCH KOMORÁCH

Kateřina Hrdličková, *

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

ABSTRAKT

Tento příspěvek se věnuje kritickému zhodnocení současné metody mechanického testování hornin v horkých komorách, což jsou laboratoře určené pro testování radioaktivních vzorků. V článku je popsán vliv radiace na jednotlivé složky betonu a následně i na výsledný beton. K analýze byly využity videozáznamy ze zkušebních testů projektu ACES, týkajícího se současného stavu jaderných elektráren v Evropě. Hlavními zjištěnými problémy je založení vzorku mimo osu lisu, nerovnost podstav vzorku, konstrukce lisu a špatné zaznamenávání deformací. Dalším zjištěným nedostatkem byla také špatná kvalita pořizovaného videozáznamu ze zkoušky. Navržena byla nová konstrukce lisu s doporučením lepší údržby a centrovací zářezky pro snadnější zakládání vzorku do lisu. Tato zlepšení by měla vést ke snadnější manipulaci se vzorkem a ke správným výsledkům, které budou sloužit jako kvalitní podklad pro následné numerické analýzy.

KLÍČOVÁ SLOVA

beton • radioaktivita • horké komory • hornina • mechanické zkoušky

ABSTRACT

This paper critically evaluates the current method of mechanical testing of rocks in hot cells, i.e., laboratories designed for testing radioactive samples. The impact of radiation on the individual components of concrete and subsequently on the final concrete is described. The analysis is based on video recordings from the ACES project trial tests on the current status of nuclear power plants in Europe. The identified issues include off-center sample loading, sample curvature, press design, and inadequate recording of deformations. Additionally, the video footage of the test was of poor quality. As part of the solution, a new press design was proposed that includes better maintenance and centering stops to facilitate sample handling during placement in the press. These improvements aim to facilitate sample handling and ensure accurate results, serving as a reliable basis for subsequent numerical analyses.

KEYWORDS

concrete • radioactivity • hot cells • rock • mechanical testing

1. ÚVOD

Příspěvek je tvořen na základě diplomové práce, která vychází z potřeby dokázat plnou funkčnost klíčových prvků jaderných elektráren v Česku i ve světě, zejména z hlediska prodloužení jejich životnosti. V 80. letech minulého století byly postaveny první výrobní bloky českých jaderných elektráren, kde byla uvažovaná jejich životnost 30 let. V Dukovanech již byla životnost o prvních 10 let prodloužena. Jelikož se energetická spotřeba neustále zvyšuje, je nutné tato zařízení udržovat v provozu a zajistit jejich rozšiřování, popřípadě výstavbu nových jaderných elektráren, ve kterých je ke stínění použit beton. Právě nyní probíhá hodnocení aktuálního stavu stínících betonů v jaderných elektrárnách, kterým se zabývá například projekt ACES, který zkoumá stav evropských jaderných elektráren.

Tento článek se zaměřuje na vliv ionizujícího záření na beton kolem reaktoru, který je použit jako biologická ochrana. Konkrétně jsou zkoumány složky betonu, tj. cementová pasta a kamenivo. Hlavním cílem je identifikovat systematické chyby při provádění tlakových zkoušek kameniva v horkých komorách. Jelikož se jedná o radioaktivní materiál, jsou na zkoušky a manipulaci se vzorkem kladena velká bezpečnostní opatření, která výrazně zvyšují časovou náročnost zkoušek a také náklady. Tato opatření, kromě jiného, vedou k omezenému množství zkoumaných vzorků. Každý vzorek je tak unikátní a jeho výsledky jsou považovány za konečné, bez vytváření statistik. Hlavním cílem tedy je eliminace chyb při zkoušení ozářených vzorků, aby výsledky byly spolehlivé a použitelné pro následné numerické analýzy.

2. VLIV RADIACE NA BETON

2.1. Cementová pasta

Kvůli amorfní struktuře cementové pasty má neutronové záření na vlastnosti betonu malý vliv. Hlavní vliv na cementovou pastu má gama záření, které vzniká během nepružných srážek neutronu s jádrem atomu (Maruyama et al. 2017; Khmurovskaya 2019). Gama záření způsobuje ubytek volně vázané vody v cementové pastě, který následně vede ke smršťování cementové pasty (Takizawa & Sato 2014). Dále také způsobuje radiolýzu vody (Bouniol & Aspart 1998; Vodák et al. 2005). Záření má

* Školitel: doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.

také vliv na karbonataci betonu. Přirozená karbonatace se projevuje pouze na povrchu betonu, ovšem karbonatace způsobená ozařováním způsobuje karbonataci i uvnitř vzorků (Vodák et al. 2011).

2.2. Kamenivo

Na kamenivo má hlavní vliv neutronové záření, které nejznatelněji působí na krystalické materiály. Během srážek neutronu s jádrem prvku dochází k poruchám krystalové mřížky (metamiktizaci minerálů) (Pomaro 2016; Hilsdorf et al. 1978). Tyto defekty se kumulují a dochází k tzv. RIVE (radiation induced volumetric expansion) – bobtnání kameniva. Každá hornina je unikátní, a to podílem jednotlivých minerálů a také chemickým složením minerálů. Tudíž i horniny se stejným názvem mají jiné chemické složení. Každý minerál nabývá na objemu jinak, což způsobuje značná napětí v hornině a dochází k vnitřnímu pnutí a následně trhlinám (Maruyama et al. 2017; Khmurovskaya 2019; Denisov et al. 2012).

Gama záření má vliv na kovalentní vazby, které se nacházejí v křemičitých materiálech a gama záření dokáže tyto vazby rozbít (Maruyama et al. 2017; Pomaro 2016). Z tohoto důvodu je vhodné používat bazické a ultrabazické horniny, které obsahují malé množství křemíku.

2.3. Beton

Vliv radiace na beton jako celek spočívá ve vzniku trhlin vlivem různých napětí od bobtnání kameniva a smršťování cementové pasty, čímž dochází ke snižování pevnostních charakteristik, a to pevnosti v tlaku až o 50 % a pevnosti v tahu o 75 %. Radiací je také ovlivňován modul pružnosti, který poklesne až o 25 %. Beton je ze 70 % tvořen kamenivem, tudíž největší vliv na vlastnosti výsledného betonu za vlivu radiace má právě použitá hornina (Field et al. 2015).

3. TESTOVÁNÍ AKTIVNÍCH VZORKŮ

3.1. Horké komory

Horké komory (dále HK) jsou laboratoře určené ke zkoušení vysoce radioaktivních materiálů. Laboratoře HK jsou ve společnosti Centrum výzkumu Řež v kontrolovaném pásmu. (Zoul et al. 2020). HK je tvořena hermetickým boxem a stínicí částí. Obojí je tvořeno z oceli. Hermetický box je vyjímatelný a je možné ho vyměnit. Stínicí část je tvořena z tří až pěti 100 mm tlustých ocelových plátů svařených k sobě. V každé HK je podtlak o velikosti 500 Pa. Každá HK má snímače, které sledují aktuální aktivitu, teplotu, tlak, ventily a polohu zařízení pro převoz materiálu. Operátor každé HK sleduje, zda jsou všechny hodnoty v bezpečných a odpovídajících mezích. V případě, že by meze splněny nebyly, může okamžitě spustit nouzové větrání, a spustit výjimečný stav. Veškeré tyto informace je možné sledovat na hlavní obrazovce, která je umístěna před kontrolovaným pásmem. Pohled do HK je zajištěn skrze olovnaté sklo tloušťky 500 mm (Petříčková et al. 2016).

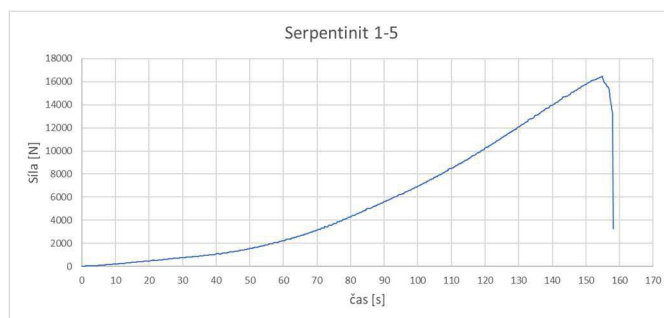
3.2. Manipulace se vzorkem

Jelikož se jedná o radioaktivní materiál, je nutné splňovat pro manipulaci se vzorkem přísná bezpečnostní opatření. A to jak při přepravě vzorku, tak následně při manipulaci se vzorkem uvnitř HK. K přepravě vzorku je nutné použití stíněných nádob. Mezi HK je použito zavážecí zařízení se stínícím zvonem. Pro manipulaci se vzorkem uvnitř HK je použit pár manipulatorů, které přesně kopírují pohyby operátora HK. V některých případech je nutný vstup do HK primárně kvůli nutným opravám. Vzorky v této chvíli musejí být uloženy ve stíněných trezorech, ovšem v HK se stále mohou vyskytovat radioaktivní aerosoly a prach. V těchto případech stanoví pracovník s přímým dohledem nad radiační ochranou (OPDRO), jaký typ úrovně ochrany je nutné použít (I-V, podle zamoření HK). Na základě tohoto rozhodnutí si pracovník musí obléknout stanovené osobní ochranné pracovní prostředky (OOPP) a následně je mu povolen vstup do HK (Zoul et al. 2020).

4. ROZBOR VIDEOZÁZNAMŮ ZKOUŠEK HORNIN

Mechanické testy posuzované v této práci byly realizovány jako zkušební testy pro projekt ACES (Khmurovskaya et al. 2024), který zjišťuje současný stav jaderných elektráren v Evropě. Cílem těchto testů bylo získání pracovních diagramů hornin, které budou použity jako vstup pro následnou numerickou analýzu. Rozborem provedených testů je možné odhalit případné nedostatky a následně tyto nedostatky odstranit pro další testování. Projekt ACES zkoumal celkem 10 typů hornin. Tato práce se zabývá pouze zkouškami na horninách použitých v českých jaderných elektrárnách Temelín a Dukovany. Jedná se o horninu Serpentin a Baryt. V tomto článku budou podrobněji rozebrány jen dva vzorky, na kterých budou ukázány hlavní nedostatky.

4.1. Serpentin



Obrázek 1 - Grafické znázornění závislosti zatížení na čase pro vzorek Serpentin 1-5

Vzorek serpentinu označený číslem 1-5 má rozměry 1 cm na výšku a 1 cm v průměru. Zatížení vzorku probíhalo postupně až do jeho porušení po dobu 155 s. Vzorek se rozpadl po 155 s při zatížení 1,65 t, což vyvolalo napětí 209,72 MPa na vzorek viz **Obrázek 1**. Vzorek byl uložen do lisu mimo jeho střed a také měl nerovné podstavy viz **Obrázek 2**. Lis se kvůli těmto nepřesnostem natáčel směrem k jedné straně. Zatěžovací křivka měla konvexní tvar až do přibližně 102 s, během této

doby docházelo k natáčení lisu viz **Obrázek 3**. Vzorek se na-
koniec po 155 s náhle porušil na přetížené straně, která je blíže
ke středu lisu, způsobené vyoseným uložením vzorku viz **Ob-
rázek 4**.



Obrázek 2 - Nerovné podstavy vzorku Serpentinu 1-5

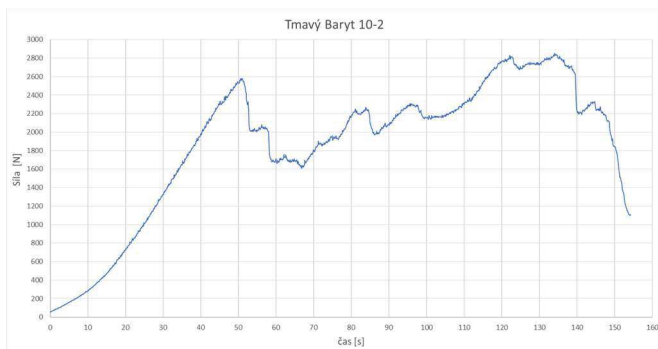


Obrázek 3 - Natáčení lisu pro vzorek Serpentinu 1-5,
čas 0 s (nahore), čas 102 s (dole)



Obrázek 4 - Porušení vzorku Serpentinu 1-5

4.2. Baryt



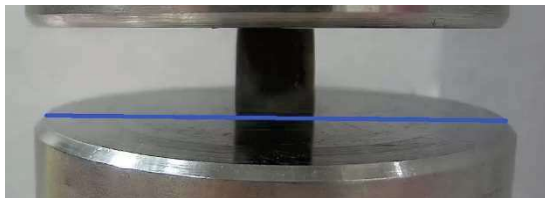
Obrázek 5 - Grafické znázornění závislosti zatížení na čase pro vzorek Baryt 10-2

Dalším rozebíraným vzorkem je baryt s označením 10-2. Vý-
sledná zatěžovací křivka vycházela velmi členitě, jak je patrné
z **Obrázku 5**. Z grafu lze určit, že zatěžování můžeme rozdělit
do několika fází, přičemž každá má odlišný vliv na celkovou
křivku. Z **Obrázku 6** je patrné, že vzorek má nerovné pod-
stavy a není umístěn ve středu lisu. Během prvních dvaceti
vteřin zkoušky je zatěžovací křivka konvexní. Během těchto

20 s dochází k natáčení lisu a vzorek je již zatěžován prakticky
na celou plochu podstavy viz **Obrázek 7**. Následně dochází
k lineárnímu nárustu zatížení, avšak vyvýšená hrana vzorku je
přetěžována a v prvním vrcholu grafu dochází k podrcení vy-
výšené hrany a prvním prasklinám na této straně vzorku viz
Obrázek 8. Poté je vzorek již rovnoměrně zatěžován na obě
plochy podstav a zatížení opět roste. Vzorek je na jedné straně
již poškozen a vlivem dalšího zatěžování se rozšiřují stávající
trhliny a vznikají další. Vzorek se následně porušuje také vli-
vem excentrického založení v lisu a kolabuje na přetížené
straně viz **Obrázek 9**.



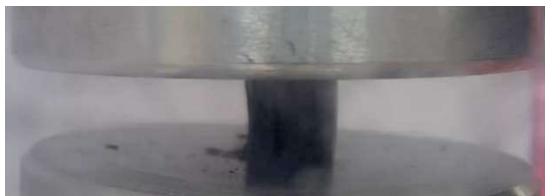
Obrázek 6 - Nerovné podstavy vzorku Baryt 10-2



Obrázek 7 - Natáčení lisu pro vzorek Baryt 10-2, čas 0 s
(nahore), čas 20 s (dole)



Obrázek 8 - Podrcení vyvýšené hrany vzorku Baryt 10-2

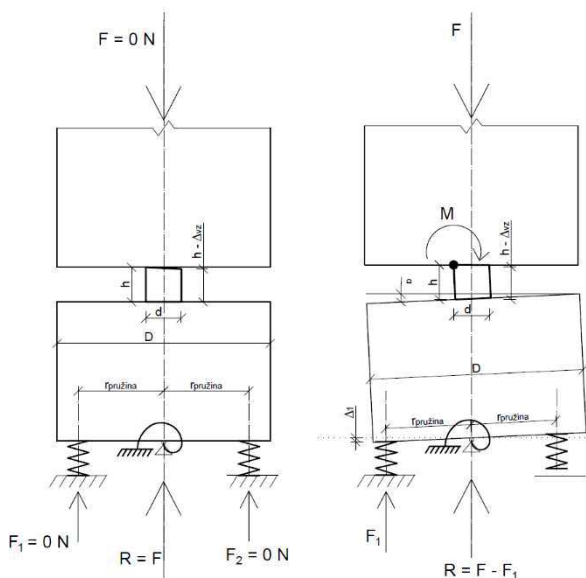


Obrázek 9 - Porušení vzorku Baryt 10-2

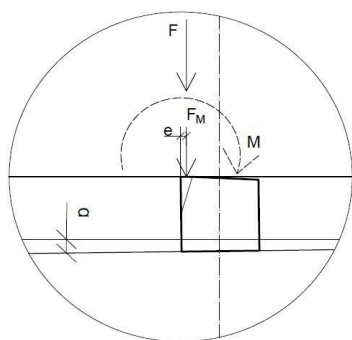
5. ZJIŠTĚNÉ NEDOSTATKY A JEJICH ŘEŠENÍ

5.1. Vzorek

Pokud je do lisu vložen vzorek s nerovnými podstavami, po každé dochází k přetěžování vyvýšené hrany vzorku. Spodní hlava lisu je navržena jako kyvná a měla by se natočit tak, aby byly obě podstavy zatěžovány rovnoměrně. K natočení lisu je ale zapotřebí vyvinout sílu, která zvládne natočit lis. Tato síla musí projít skrze vzorek a následně samotný vzorek natáčí spodní hlavu lisu. Hlava lisu se natáčí přes vyvýšenou hranu viz **Obrázek 10** a **Obrázek 11**. V některých případech docházelo k nadzvednutí vzorku a až do podrcení přetížené hrany lis nebyl natáčen. Na vzorek je tedy vyvíjeno velké napětí, jelikož je vzorek zatěžován na malou část plochy podstavy, tudíž je na této kontaktní ploše velké napětí. Poté, co se jedna strana vzorku podrtí, začne být vzorek zatěžován na celou plochu. Avšak, vzhledem k předchozímu nadrcení z jedné strany má každá hrana vzorku odlišnou tuhost, což vede k nevyváženému zatěžování a vzorek není zatěžován správně. Řešením je lepší příprava vzorku.



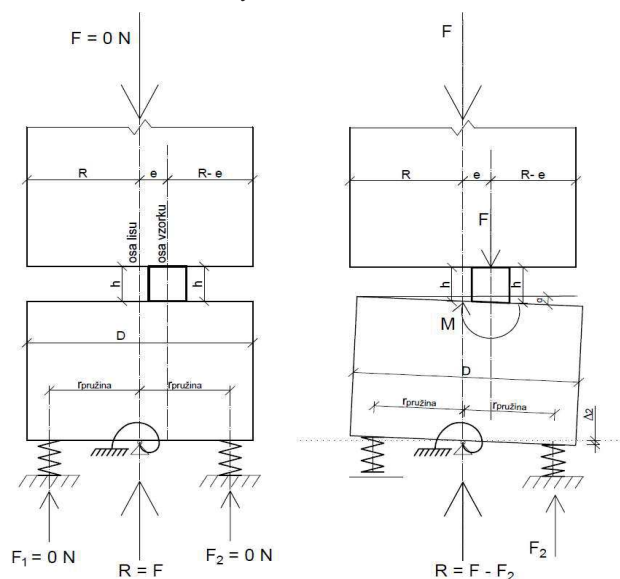
Obrázek 10 - Znázornění silového působení na vzorek s nerovnými podstavami



Obrázek 11 - Znázornění silového působení na vzorek s nerovnými podstavami, detail

Dalším zjištěným nedostatkem bylo umístění vzorku do lisu. U všech provedených testů byl vzorek založen mimo osu lisu a ve všech těchto případech došlo k podrcení vzorku na přetížené straně, způsobené vlivem vyosení. K natáčení lisu dochází opět skrze vzorek. Ze začátku zkoušky je vzorek zatěžován na obě plochy podstav rovnoměrně. Vlivem vyosení se ovšem začíná lis natáčet a vzorek už se začíná zatěžovat nerovnoměrně viz **Obrázek 12**. Poté co se vzorek natočí, dochází ke stejnému nárustu deformace na obou stranách vzorku, ovšem na jiné části vzorku, což způsobuje jiné poměrné přetvoření, čímž začne působit rozdílné napětí na hrany vzorku a vzorek se poruší nerovnoměrně.

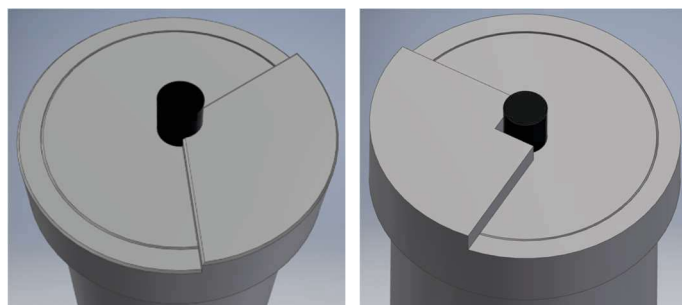
Pro vzorek bylo dopočítáváno také jádro průřezu, které pro kruhový vzorek vychází jako kruh o poloměru 1/8 průměru vzorku. Pro průměr 10 mm je jádro průřezu kruh s poloměrem 1,25 mm. To dokazuje, že pro nerovnoměrné zatěžování vzorku stačí velmi malé vyosení.



Obrázek 12 - Znázornění silového působení na vzorek uložený mimo osu lisu

Řešením problému se založením vzorku do lisu je navržení centrovacích zarážek. V prvním návrhu zarážka obepíná vzorek ze všech stran. V tomto případě by ovšem, i kvůli malé výšce vzorku, byl velmi ovlivňován výsledek tlakové zkoušky. Proto byla navržena druhá zarážka, která by podpírala vzorek jen z části viz **Obrázek 13**.

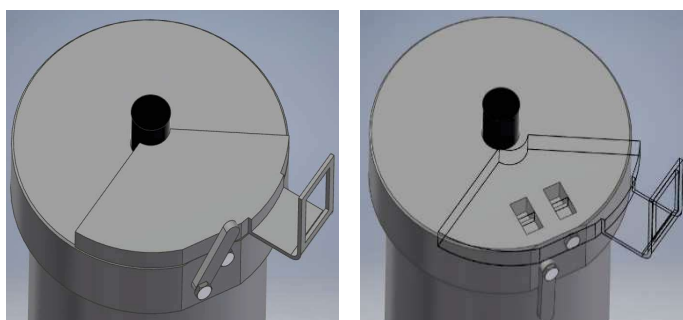
V prvním případě **Obrázek 13 (vlevo)** by docházelo k podepření vzorku částí kruhové zarážky. Ovlivňování výsledků by



Obrázek 13 - Statická centrovací zarážka s kruhovým otvorem (vlevo) s trojúhelníkovým otvorem (vpravo)

mohlo být i v případě trojúhelníkového podepření, kde by byl vzorek podepírán pouze bodově viz **Obrázek 13 (vpravo)**. Z těchto důvodů byla navržena pohyblivá zarážka viz **Obrázek 14**. Tato zarážka by fungovala následujícím způsobem. Nejprve by došlo k založení vzorku do centrovací zarážky. Poté by došlo k malému zatížení na vzorek, jen takovému, aby nemohlo dojít k posunutí vzorku, při odsouvání zarážky. Následně by došlo k odsunutí zarážky, a nakonec by byla provedena zatěžovací zkouška.

Veškeré nedostatky, které během testování vznikají, jsou výrazně ovlivněny také velikostí vzorku. Nerovnosti, které by na standartních betonových vzorcích krychle o hraně 150 mm neměly vliv, mají velký vliv na vzorky s průměrem 10 mm.



Obrázek 14 - Centrovací zarážka pohyblivá; zajištěná (vlevo), vysunutá (vpravo)

5.2. Konstrukce lisu

Problémy byly zjištěny i v konstrukci lisu. Natáčení hlavy lisu je umožněno pomocí kloubového ložiska. Při prohlídce lisu bylo zjištěno, že na ložisku je vrstva rzi. Rez způsobuje, že v ložisku dochází k většímu tření a je zapotřebí vyvinout větší sílu na otočení ložiska. Během zatěžování mohlo docházet také k drncení rzi v ložisku, a tedy k zaznamenávání větších deformací. Z těchto naměřených deformací také vycházel modul pružnosti vzorku cca 10x nižší než hodnoty zjištěné nedestruktivní metodou testování. V lisu jsou také navrženy pružiny, které mají za úkol dorovnávat hlavu lisu do vodorovné pozice, to se ale nedělo vždy. Tento problém může souviset také s vyšším třením v ložisku anebo také tím, že jsou pružiny za dobu používání deformované a nemají své počáteční schopnosti. Řešením tohoto problému je výměna ložiska a pružin a zlepšení údržby lisu. Např. mytí lisu v médiu na bázi alkoholu, aby v ložisku nevznikala rez.

Problém je také v umístění kyvné hlavy lisu (v dolní pozici), neboť k jejímu natočení dojde až při samotném zatěžování vzorku. Tím dochází k přetěžování vzorku ještě během dorovnávání hlavy lisu. Řešením je prohození kyvné hlavy a pevné hlavy lisu. Tím by byla kyvná hlava umístěna v horní části lisu a k natáčení lisu by docházelo vlivem gravitace již během dosedání lisu na vzorek.

5.3. Video

Kamerové záznamy jsou použity ve dvou případech. V prvním případě je kamera použita pro manipulaci se vzorkem a v druhém případě jako záznam ze zkoušky. Při manipulaci a zakládání vzorku pomocí manipulátorů si operátor kontroluje

umístění vzorku právě pomocí záznamu z kamery a také vizuální kontrolou skrze olovnaté sklo viz **Obrázek 15**. Ovšem záznam z kamery ukazuje zakládání vzorku přesně z druhé strany, než ze které operátor provádí pohyby pomocí manipulátorů, čímž dochází k zrcadlení obrazu na záznamu. To může vést k horší manipulaci se vzorkem a také k porušení vzorku během jeho zakládání. Řešením je odzrcadlení obrazu kamery. Kamerové záznamy ze zkoušky byly rozostřené. Rozostření bylo způsobeno automatickým ostřením kamery, která přestřovala při jakémkoliv zaznamenaném pohybu a poté přestřovala např. na škrábance na boxu z akrylového skla, které je umístěno kolem drnceného vzorku, z důvodu zamezení rozprášení vzorku po celé horké komoře. Řešením je pořízení kamery s mechanickým ostřením, kde by nedocházelo k přestřování a větší box z akrylového skla, aby byla umožněna lepší manipulace pomocí manipulátorů. Popřípadě zajištění častější výměny akrylového boxu.



Obrázek 15 - Operátor horké komory při zakládání vzorku

6. ZÁVĚR

Hlavním účelem této práce bylo kriticky zhodnotit současný průběh mechanického zkoušení hornin v horkých komorách. Po provedení rozboru videozáznamů byly identifikovány a popsány některé nedostatky, které mohou vést k nepřesnostem ve výsledcích zkoušek. Byla navržena konkrétní opatření k odstranění těchto nedostatků. Mezi nedostatky patří špatné porušení vzorků vlivem založení vzorku mimo osu lisu a nerovných podstav vzorku. Jednou z navržených úprav byl návrh centrovací zarážky, která by zajišťovala přesné založení vzorku do středu lisu a rovnoměrné zatěžování vzorku pro správné porušení. Dalším identifikovaným problémem byla spodní kyvná hlava lisu, která se narovná až při zatížení vzorku, což může vést k nadměrnému zatěžování vzorku během natáčení hlavy lisu. Pro tento problém byla navržena úprava v podobě pevného nástavce ve spodní části lisu a kyvného nástavce v horní části lisu. Během hodnocení výsledků zkoušek byly zaznamenány rozdíly mezi naměřenou hodnotou modulu pružnosti zjištěnou ze zatěžovacích křivek a s hodnotou naměřenou nedestruktivním testováním, tato nepřesnost mohla vzniknout zaznamenáváním větších deformací způsobených drncením rzi v ložisku. Proto byla navržena opatření pro lepší údržbu lisu. Navržené úpravy a doporučení mají za cíl zlepšit průběh zkoušek a zajistit kvalitní výsledky vhodné pro následné numerické analýzy. Díky umožnění přístupu do zařízení horkých komor jsem získala cenné poznatky, které mi umožnily navrhnout další vylepšení, která by měla usnadnit manipulaci se vzorkem

a zlepšit průběh zkoušek. Na základě pozitivních reakcí pracovníků horkých komor lze očekávat, že navržená opatření povedou k celkovému zlepšení průběhu zkoušek a poskytnou kvalitní výsledky pro následné analýzy.

Poděkování

Tento článek vznikl za finanční podpory ČVUT v Praze v rámci projektu SGS24/041/OHK1/1T/11.

Reference

- Bouniol, P. & Aspart, A., 1998. Disappearance of oxygen in concrete under irradiation: the role of peroxides in radiolysis. *Cement and Concrete Research*, vol. 28(issue 11), pp.1669-1681.
<https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0008884698001380> [Accessed 2023-09-22].
- Denisov, A., Dubrovskii, V. & Solovyov, V., 2012. Radiation resistance of mineral and polymer construction materials. *ZAO MEI Publishing House*.
- Field, K., Remec, I. & Pape, Y., 2015. Radiation effects in concrete for nuclear power plants – Part I: Quantification of radiation exposure and radiation effects. *Nuclear Engineering and Design*, vol. 282, pp.126-143.
<https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0029549314005603> [Accessed 2023-09-22].
- Hilsdorf, H., Kropp, J. & Koch, H., 1978. The Effects of Nuclear Radiation on the Mechanical Properties of Concrete. *Special Publication*, (55), pp.223-254.
- Khmurovska, Y., 2019. *Influence of Neutron and Gamma Irradiation on Concrete Properties and Structural Performance*. dissertation. Prague.
- Khmurovska, Y. et al., 2024. zpráva ACES: Project Handbook – Management and Quality Plan.
- Maruyama, I. et al., 2017. Development of Soundness Assessment Procedure for Concrete Members Affected by Neutron and Gamma-Ray Irradiation. *Journal of Advanced Concrete Technology*, vol. 15(issue 9), pp.440-523.
https://www.jstage.jst.go.jp/article/jact/15/9/15_440/_article [Accessed 2023-09-25].
- Petříčková, A. et al., 2016. O nových laboratořích na zkoumání radioaktivních materiálů v Řeži. *Technický týdeník*, 2016.
https://www.technickytydenik.cz/rubriky/veda-vyzkum-inovace/o-novych-laboratorich-na-zkoumani-radioaktivnich-materialu-v-rezi_38007.html [Accessed 2023-10-12].
- Pomaro, B., 2016. A Review on Radiation Damage in Concrete for Nuclear Facilities: From Experiments to Modeling. *Modelling and Simulation in Engineering*, vol. 2016, pp.1-10.
<http://www.hindawi.com/journals/mse/2016/4165746/> [Accessed 2023-09-25].
- Takizawa, M. & Sato, O. & Kontani, O. eds., Ichikawa, Y., Ishizawa, A., 2014. Irradiation Effects on Concrete Structures. In *Infrastructure Systems for Nuclear Energy*. John Wiley & Sons, Ltd., pp. 459-473.
- Vodák, F. et al., 2005. Effect of γ -irradiation on strength of concrete for nuclear-safety structures. *Cement and Concrete Research*, vol. 35(issue 7), pp.1447-1451.
<https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0008884604004533> [Accessed 2023-09-22].
- Vodák, F. et al., 2011. Effect of gamma irradiation on properties of hardened cement paste. *Materials and Structures*, vol. 44(issue 1), pp.101-107.
<http://link.springer.com/10.1617/s11527-010-9612-x> [Accessed 2023-09-22].
- Zoul, D., Koplová, M. & Zimina, M., 2020. Infrastruktura horkých komor Centra výzkumu Řež 1. díl. *Jaderná energie*, 1(2), pp.27-33. https://jadernaenergie.online/wp-content/uploads/2020/04/CVR_casopis_jaderna_energie_2_20_web.pdf [Accessed 2023-11-02].
- Zoul, D., Koplová, M. & Zimina, M., 2020. Infrastruktura horkých komor Centra výzkumu Řež 2. díl: Jadrová energia. *Jaderná energie*, 1(3), pp.14-20.
https://jadernaenergie.online/wp-content/uploads/2020/07/CVR_casopis_jaderna_energie_3_20_web.pdf [Accessed 2023-11-02].

VYUŽITÍ UHPFRC PŘI REKONSTRUKCÍCH MOSTŮ

Jan Janoušek, *

Department of Concrete and Masonry Structures, Faculty of Civil Engineering,
Czech Technical University in Prague, Thakurova 7/2077, 166 29 Prague 6, Czech Republic.
jan.janousek.1@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

V současné době se stále častěji objevují zprávy o realizacích konstrukcí z ultra vysokohodnotného betonu vyztuženého vlákny (UHPFRC). Především se jedná o nosné prvky prefabrikované a často předpjaté. Nejčastěji na lávkách pro pěší, kterých bylo několik realizováno v nedávné době i v ČR. Ve světě, zejména ve Švýcarsku a USA, je UHPFRC hojně využíváno i při rekonstrukcích stávajících konstrukcí, kdy se mnohdy stávají výhodnějšími fyzikální vlastnosti před mechanickými. Článek má za cíl stručně přiblížit možnosti využití UHPFRC právě při rekonstrukcích a zesilování mostů. V první části je stručně shrnuta situace týkající se stavu mostů na pozemních komunikacích a železniční síti. Dále jsou popsány vybrané vlastnosti, které upřednostňují UHPFRC před konvenčními materiály. V poslední části jsou uvedeny příklady realizovaných a plánovaných rekonstrukcí, kde bylo využito, respektive je navrženo použití UHPFRC.

KLÍČOVÁ SLOVA

UHPFRC • most • rekonstrukce • zesílení • nabetonávka

ABSTRACT

Nowadays, we are hearing more and more about the implementation of Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concrete (UHPFRC) structures. These are mostly prefabricated and often prestressed load-bearing elements. Most often on footbridges, several of which have been recently built in the Czech Republic. In the world, especially in Switzerland and the USA, UHPFRC is also widely used in the refurbishment of existing structures, where physical properties are often more advantageous. The aim of this article is to introduce the readers to the possibilities of using UHPFRC in refurbishment and strengthening of bridges. Firstly, the situation concerning the condition of bridges on roads and railways is summarized. Then, selected properties that favour UHPFRC over conventional materials are described. Finally, examples of completed and planned reconstructions where the use of UHPFRC has been used or is proposed are given.

KEYWORDS

UHPFRC • bridge • refurbishment • strengthening • overlay

1. ÚVOD

S přibývajícím věkem od počátku a rozmachu výstavby železobetonových a předpjatých mostních konstrukcí v minulém století bude

přibývat konstrukcí, které bude nutné pro jejich nevyhovující stavební stav, nedostatečnou zatížitelnost či dopravní kapacitu rekonstruovat, nebo zesilovat, případně po dosažení návrhové životnosti úplně nahradit. Je zřejmé, že rekonstrukce a zesilování stávajících konstrukcí budou stále častěji denní náplní mnoha inženýrů. Jednou z efektivních metod pro naplnění zmíněných cílů při rekonstrukcích může být, jak ukazují realizované stavby ve světě, použití moderního materiálu UHPC.

Ředitelství silnic a dálnic České republiky (ŘSD) pravidelně vydává přehledy o počtu a stavu mostů na dálnicích a silnicích I.-III. tříd (ŘSD ČR 2024). Podle posledních zveřejněných dat platných k 1.12.2024 je na silniční síti evidovaných téměř 17971 mostů ve vlastnictví státu, resp. krajů. Počet mostů na místních komunikacích, které jsou v drtivé většině ve vlastnictví, resp. správě měst a obcí, lze jen odhadovat. Data o počtu a stavu těchto mostů jsou dohledatelná jen zřídka, s výjimkou větších měst a správ. Například Technická správa komunikací hl.m. Prahy objekty eviduje a k 29.2.2016 (poslední veřejně dostupná data) spravovala celkem 677 mostních objektů (TSK 2016). Uvedené evidence dále poskytují přehled o počtech mostů v jednotlivých stavebních stavech dle ČSN 73 6221, které jsou shrnuty v následující tabulce. Uvedená norma klasifikuje stavební stav do 7 tříd, z nichž za nevyhovující jsou považovány stupně 5, 6 a 7.

Tabulka 1: Přehled stavu mostů pozemních komunikací.

Třída PK	Stavební stav dle ČSN 73 6221								Σ
	I	II	III	IV	V	VI	VII	bez určení	
D + I.	915	1634	1294	896	388	124	3	29	5283
II. + III.	1910	2044	2333	3624	1924	752	64	37	12688
Praha (TSK)	33	48	182	288	100	20	6	-	677

Na železniční síti bylo k 30.8.2018 (poslední veřejně dostupná data) evidováno 6751 mostů (SŽ 2018). Stav železničních mostů se dělí do 3 tříd, z nichž stavební zásah vyžadují objekty ve 3. stavebním stavu. Ve stavebním stavu 1 bylo k uvedenému datu evidováno 2511 objektů, ve stavu 2 3879 objektů a ve třetím pak 361, tedy 5,3 % z celkového počtu mostů.

Bohužel, uvedené statistiky nerozlišují stáří mostů a chybí tak přehled o tom, jaký podíl z celkového počtu mostů v jednotlivých klasifikačních stupních představují např. mosty postavené v období moderních technologií.

2. VLASTNOSTI UHPC

O vlastnostech UHPC by se dalo rozsáhle pojednat v samostatném článku. Přehled o materiálu UHPC, vlastnostech a příkladech použití mohou poskytnout například publikace UHPC a jeho aplikace

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

v ČR, UHPC a jeho aplikace v konstrukcích či Vysokohodnotné betony. Dále jsou uvedeny jen vybrané vlastnosti, které upřednostňují UHPC před běžnými betony v rámci rekonstrukcí stávajících konstrukcí.

2.1. Odolnost

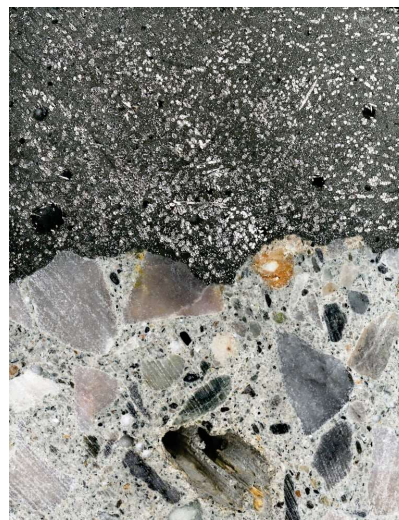
Jednou z klíčových předností UHPC je odolnost proti vnějším vlivům. Zejména nízká nasákavost a namrzavost přispívají k dlouhé trvanlivosti. Např. hloubka průsaku tlakovou vodou se u UHPC pohybuje v rozmezí 0-5 mm, zatímco u běžného betonu je to 20-50 mm. Při zkouškách odolnosti proti chemickým rozmrazovacím látkám jsou odpady naměřené na běžném betonu okolo 1000 g/m², na UHPC je to jen do 20 g/m², tedy téměř na hranici měřitelnosti. Povrchy prvků z UHPC se dále vyznačují výbornou odolností proti otěru a protiskluzovými vlastnostmi (Marek & Prchal 2023).



Obrázek 1: Detail povrchu prefabrikátu s protiskluznou úpravou použitým na Štvanické lávce v Praze [archiv autora]

2.2. Soudržnost

V případě rekonstrukcí stávajících konstrukcí a navrhování zesilujících nabetonávek z UHPC je důležitým parametrem soudržnost nového betonu s podkladem. V případě dosažení dostatečné soudržnosti mezi novým materiálem a podkladem je možno eliminovat kotevní - spřahující prvky. Klíčem k úspěšnému spojení podkladu a nabetonávky je kvalitní příprava povrchu. Ten musí být dostatečně hrubý, čistý a drsný. Důležité je obnažení zrn hrubého kameniva, které ale musí zůstat pevně ukotvena v původním betonu. Pro přípravu povrchu se používá tryskání vodním paprskem s tlakem cca 2000-2500 barů (Coufal et al. 2023). Hlavním parametrem, ovlivňujícím výslednou pevnost spoje, je drsnost (resp. příprava) podkladu. Porovnání různých metod přípravy podkladu a jejich vlivu na výslednou soudržnost se věnoval ve studii např. (Tayeh et al. 2013). Vyhodnocení experimentů je sice provedeno dle norem ASTM (American Society for Testing and Materials), nicméně základní přehled o vlivu kvality podkladu na soudržnost poskytne. Ve studii je doporučeno použití vysokotlakého tryskání při přípravě podkladu, to je rovněž použito i na všech stavbách zmíněných v další kapitole tohoto článku.



Obrázek 2: Porovnání struktur běžného betonu (dole) a nabetonovaného UHPC s ocelovými vlákny [uhpcsolutions.com]

2.3. Pevnost

Z hlediska zesilování stávajících konstrukcí jsou rovněž velmi přínosné vysoké pevnosti UHPC. V případě zesilování konstrukčních prvků v tlačných oblastech vysoké tlakové pevnosti umožní navrhovat menší tloušťky nabetonávek, což se příznivě projeví v menším přetížení zesilované konstrukce. Tlakové pevnosti u již zrealizovaných konstrukcí běžně dosahují hodnot 120-200 MPa. Jsou ale známy případy, kdy tlaková pevnost výrazně přesahuje 200 MPa. Např. na silničním mostě u Bourg les Valence bylo po 12 letech provozu na vývrtech naměřeno průměrně 263 MPa, konstrukce byla realizována z UHPC s pevností 180 MPa (UHPC a jeho aplikace v ČR). Z hlediska návrhových předpisů v ČR (TP 267) je pak spodní hranice pevnosti pro UHPC stanovena na 110 MPa měřených na válci. V případě zesilování konstrukce v tažené oblasti je pak díky (oproti konvenčnímu betonu) vysoké tahové pevnosti UHPC možné navrhovat i nabetonávky bez betonářské výztuže. Průměrná pevnost v tahu za ohybu běžně dosahuje 10-20 MPa, v závislosti na typu, délce a množství výztužných mikrovláken ve směsi.

3. APLIKACE NA STAVBÁCH

3.1. Realizace ve světě

3.1.1. Morge Bridge, Švýcarsko

První aplikace UHPFRC při rekonstrukci mostu ve Švýcarsku. Železobetonový most o rozpětí 10 m převádějící silnici přes řeku La Morge blízko města Sion byl rozšířen přidáním prefabrikovaného železobetonového nosníku a na otryskaný horní povrch mostovky a římsu byla aplikována ochranná vrstva z UHPFRC tloušťky 30 mm (kvůli kontaminaci stávajícího betonu chloridy). V tomto případě byla použita směs UHPC s 9 % obj. ocelových vláken a 1430 kg/m³ cementu.

3.1.2. The Dalvazza Bridge, Švýcarsko

Další stavbou, při které bylo použito UHPFRC při rekonstrukci je silniční most Dalvazza v obci Küblis. Jedná se o jediný železobetonový most ve Švýcarsku s nosnou konstrukcí tvořenou Vieren-

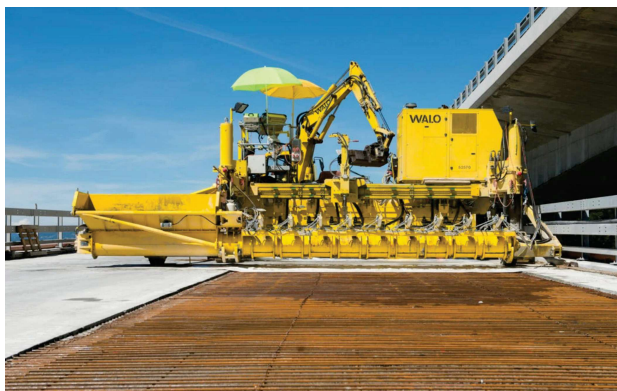
delovými nosníky, tvarem připomínající oblouk s dolní mostovkou. Konstrukce postavená v 1924 byla výrazně poškozená mrazem a těžkou dopravou. V rámci oprav bylo R-UHPFRC (Reinforced – UHPFRC) použito hned z několika hledisek. První, vrstva tloušťky 20-80 mm slouží jako zesilující z hlediska statického. Dalším je využití vrstvy jako ochrany původní desky mostovky a výztuže. A v neposlední řadě je nabetonávka použita jako přímo-pojížděná – obrušná vrstva (s přidavkem drti). Použita byla směs UHPC s 3 % obj. vláken.



Obrázek 3: Most Dalvazza, Luzzein [Structurae.net]

3.1.3. The Guillermaux Bridge, Švýcarsko

Silniční most Guillermaux v Payerne ve Švýcarsku byl postaven v roce 1920 jako jeden z prvních železobetonových mostů. V roce 2015 po bezmála 100 letech provozu byl podroben rekonstrukci. Trojkloubový oblouk s horní mostovkou s rozpětím 28 m nikdy nebyl vybaven hydroizolací a i přes téměř havarijní stav a zvýšení požadavků na zatížitelnost bylo přistoupeno k rekonstrukci namísto náhrady novou konstrukcí. Na desku mostovky byla aplikována 50 mm vrstva vyztuženého UHPFRC, které jednak plní funkci ochrany proti vodě a rozmrazovacím prostředkům. Dále pak funkci tahové membrány, která je kotvená v přechodových deskách. Bylo upraveno statické působení oblouku zmonolitněním kloubu ve vrcholu a tuhému spojení s deskou mostovky.



Obrázek 4: Strojní ukládka UHPC při rekonstrukci Chillon Viaducts [uhpcsolutions.com]

3.1.4. The Chillon viaducts, Švýcarsko

Dvojice dálničních mostů z předpjatého betonu postavených v 60 letech mezi Villeneuve a Montreux byla v letech 2014-2015 zesílena pomocí nabetonávky vrstvy vyztuženého UHPFRC. Nabetonávka vyztužená ocelovými pruty Ø12 mm tloušťky 50 mm byla aplikována na horní desku komory, čímž došlo ke zvýšení podélné ohybové tuhosti až o 20 %. UHPFRC rovněž slouží jako hydroizolační vrstva, na kterou byla provedena živičná vozovka tloušťky 80 mm. Objem aplikovaného UHPFRC byl 1150 m³ na každém mostě, přičemž realizace trvala méně než 30 pracovních dní. Takto rychlá pokládka byla možná díky zařízení speciálně vyvinutému pro tuto stavbu (obdobu finišeru pro betonovou vozovku). Celkové náklady na zesílení pomocí UHPFRC byly přibližně 5x nižší, než při použití běžných metod.

3.1.5. The Arth-Goldnau Viaducts, Švýcarsko

Další aplikací UHPFRC ve větším rozsahu byla rekonstrukce a zesílení 3 navazujících směrově rozdělených dálničních mostů blízko Arth-Goldnau ve Švýcarsku. Bez mála 50 let staré konstrukce, tvořené předpjatými železobetonovými nosníky a deskou s rozpětími polí cca 40 m, byly zesíleny pomocí nabetonávky tloušťky 45-100 mm. V oblastech nad podporami byla na horní desku provedena nabetonávka tloušťky 100 mm vyztužená 2 vrstvami betonářské výztuže v podélném a příčném směru. Tím byla umožněna redistribuce ohybových momentů z polí do oblastí nad podporami. V ostatních částech konstrukce byla provedena nabetonávka tloušťky 45 mm, v příčném směru vyztužená betonářskou výztuží. I v tomto případě plní vrstva UHPFRC funkci hydroizolace. Množství monolitického UHPFRC použitého při rekonstrukci 3 mostních objektů (v jednom směru) bylo 1300 m³, které bylo uloženo během 30 pracovních dní.



Obrázek 5: Ukládka UHPFRC na mostě Riddes [vigier-ciment.ch]

3.1.6. Riddes Road Viaduct, Švýcarsko

Silniční most Riddes ve Švýcarsku, postavený v roce 1976, je významnou estakádou převádějící silnici 9 přes dálnici A9, železnici a řeku Rhôna v kantonu Valais. Dvojice souběžných mostů je dlouhá celkem 1.2 km a nosná konstrukce je tvořená spojitým komorovým nosníkem. Během prohlídek a diagnostik mostu bylo zjištěno významné porušení betonu trhlinami a napadení chloridy, koroze betonářské i předpínací výztuže. Předpínací kabely byly

dokonce lokálně přerušené, či uvolněné a byl tak nutný rychlý a efektivní zásah. Koncem roku 2019 proto byl na mosty omezen vjezd vozidel nad 3,5 t.

Na horní desku komory byla, po odstranění vozovky a izolace a otryskání do hloubky 20 mm, provedena vyztužená nabetonávka UHPFRC tloušťky 50 mm. Ta byla v krajních oblastech přikotvena k původní výztuži desky. Na dolní desku komory byla rovněž provedena zesilující vrstva tloušťky 60 mm z vyztuženého UHPFRC. Na nabetonávku pak byla provedena pojízdná vrstva tloušťky 80 mm z litého asfaltu.

Zesílení pomocí vyztuženého UHPFRC se ukázalo jako neefektivnější z hlediska nákladů a rychlosti provedení. Celá rekonstrukce byla provedena během 1 roku a umožnila opětovné zpřístupnění mostu pro těžkou dopravu.

3.1.7. Aare Bridge Schinznach, Švýcarsko

Silniční most přes řeku Aare v obci Schinznach, postavený v roce 1954, je jedním z prvních spřažených ocelobetonových mostů ve Švýcarsku. Nosná konstrukce je tvořená dvojicí plnostěnných ocelových nosníků proměnné výšky a železobetonové spřažené desky. Rekonstrukce byla provedena zejména kvůli koroznímu poškození betonářské výztuže desky a dále kvůli požadavku na rozšíření prostoru pro pěší. Během přepočtů se navíc ukázalo, že únosnost stávající konstrukce nevyhovuje novým požadavkům.

Proto bylo navrženo zesílení desky pomocí nabetonávky z UHPFRC. Zesilující vrstva tloušťky 60 mm, příčně vyztužená betonářskou výztuží, má za cíl zvýšit únosnost desky v příčném směru i kapacitu záporných momentů v nadpodporových oblastech v podélném směru. Dále vrstva působí jako hydroizolace a ochrana původní železobetonové desky.

Pokládka vrstvy UHPFRC na celém mostě proběhla během 2 dní v létě 2022. Návrh zesílení mostu byl proveden tak, aby nebylo nutné zesilovat ocelové nosníky a zásah do ocelových konstrukcí byl pouze ve formě obnovy protikorozní ochrany.

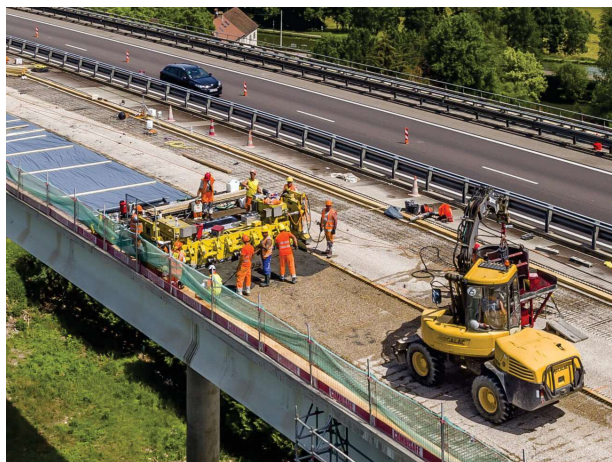


Obrázek 6: Ukládání UHPFRC na mostě Aare [kibag.ch]

3.1.8. Viaducts Pont d'Ouche, Francie

Další významnou stavbou, na které bylo použito UHPFRC při rekonstrukci, je oprava silničních mostů na dálnici A6 v Le Pont d'Ouche ve Francii. Dvojice souběžných mostů dlouhých 504 m, postavených v 60 letech minulého století, byla v roce 2022, respektive 2023, opravena s využitím UHPFRC nabetonávky. Primárně slouží vrstva UHPFRC jako hydroizolace původní desky

mostovky. Dále je využito zesílení desky, zejména v oblastech kolem říms. Pokládka byla provedena pomocí speciálního zařízení.



Obrázek 7: Ukládání UHPFRC na Pont d'Ouche ve Francii [afgc.asso.fr]

3.2. Příprava a realizace v Česku

3.2.1. Barrandovský most, Praha

Od roku 2020 probíhá rekonstrukce Barrandovského mostu v Praze. Dispozičně unikátní stavba uvedená do provozu v roce 1983, resp. 1988 je s více než 140 000 převedenými vozidly denně nejvytíženější v ČR. Nosná konstrukce mostovky obou mostů je tvořená komorovým příčným řezem z předpjatého betonu a v rámci rekonstrukce bylo navrženo zesílení pomocí volných kabelů vedených v dodatečně betonovaných deviátorech uvnitř komor a kompletní výměna mostního svršku a vybavení. Dále byla navržena nabetonávka z UHPC na horním povrchu horní desky komorového průřezu, která slouží jako vyrovnávací a zesilující vrstva. Na stavbě byla použita směs UHPC s minimálním obsahem 3 % drátků s charakteristickou válcovou pevností min. 110 MPa a pevností v tahu za ohybu min. 20 MPa. S ohledem na geometrii mostu musela být směs UHPC modifikována, aby bylo možné ukládání ve spádu až 6% (Coufal et al. 2023). Směs byla na stavbu dopravována autodomíchači a následně ručně zpracovávána. Tloušťka aplikované vrstvy byla proměnná - od 25 do až 300 mm. V současné době probíhají práce na severním mostě, které by podle optimistických scénářů měly být dokončeny do konce roku. Jižní most byl již úspěšně zrekonstruován. Co se týče množství UHPC, jedná se o největší aplikaci při rekonstrukci v ČR.

3.2.2. Most přes údolí Rokytky, Praha

Zástupcem přípravné fáze je Most přes údolí Rokytky v Praze. Katedra betonových a zděných konstrukcí při ČVUT vypracovala technickou studii na zesílení mostu zprovozněného v roce 1985 pomocí nabetonávky z UHPC. Nosná konstrukce mostu, společná pro oba dopravní směry, je sestavená ze segmentů typu DS-T 1950/200. Tyto segmenty mají dvourámcový průřez vysoký 2,0 m, který je doplněn o příčné předpjatá žebra. Stavební stav konstrukce byl ověřen několika diagnostickými průzkumy a přepočty zatížitelnosti, na základě kterých bylo, společně s novými požadavky na příčné uspořádání a využití mostu, rozhodnuto o nutnosti stavebního zásahu. V rámci předběžných návrhů byla představena i možnost kompletní výměny nosné konstrukce, případně



Obrázek 8: Probíhající rekonstrukce na Barrandovském mostě [barrandak.cz]

náhrady celého mostu. V návrhu představeném ČVUT je navrženo využití vrstvy UHPFRC ve formě nabetonávky na horní povrch desky mostovky. Nabetonávka má plnit vícero funkcí. První je využití z hlediska statického. Provedenými výpočty bylo prokázáno, že nabetonávkou lze navýšit únosnost jak v podélném, tak příčném směru. Míra navýšení zatížitelnosti závisí na tloušťce nabetonávky a navýšení stálých zatížení, v případě zatížitelnosti v podélném směru to může být až 20% oproti stávajícímu stavu. Dále má UHPC plnit funkci ochrany proti vnějším vlivům, zejména CHRL a chloridům. V současné době dochází kvůli nefunkčnímu systému izolace k zatékání na vybraných místech mostovky a hrozí koroze předpínacího systému, především kotev příčného předpětí a kotev podélných kabelů v blízkosti spár mezi segmenty. Předpokládá se i využití vrstvy jako primární hydroizolace, což je běžná praxe na stavbách například ve Švýcarsku.

4. ZÁVĚR

Narůstající množství realizovaných novostaveb, ale i rekonstrukcí provedených s využitím UHPC nasvědčují, že i přes relativně vysokou cenu má tento materiál oproti běžnému betonu, či oceli, v určitém směru navrch. Díky vysokým pevnostem je možné navrhovat velmi štíhlé prvky, ale i efektivně zesilovat stávající konstrukce, které by mnohdy musely být nahrazeny novými. To vede ke snížení množství použitého materiálu a s tím související ekologické zátěže, případně i počátečních investičních nákladů. Naopak výborná odolnost a trvanlivost UHPC mohou snížit náklady na údržbu během celého životního cyklu stavby.

PODĚKOVÁNÍ

Príspevek vznikl za finanční podpory ČVUT v Praze v rámci projektů SGS23/039/OHK1/1T/11 a SGS24/040/OHK1/1T/11.

Reference

- Bertola, N., Schiltz, P., Denarié, E. & Brühwiler, E. (2021), 'A review of the use of UHPFRC in bridge rehabilitation and new construction in switzerland', *Front. Built Environ.* 7.
- Brühwiler, E. (2023), "Structural UHPFRC": Recent applications in rehabilitation and strengthening of bridges in switzerland, in 'Third International Interactive Symposium on Ultra-High Performance Concrete', Iowa State University Digital Press.
- Coufal, R., Kalný, M., Kolísko, J. & Vítek, J. L. (2022), *Technická pravidla ČBS 07 Ultra vysokohodnotný beton (UHPC)*.
- Coufal, R., Kalný, M., Kolísko, J. & Vítek, J. L. (2024), *TP 267 Ultra vysokohodnotný beton (UHPC)*.
- Coufal, R., Vráblík, L. & Vítek, J. L. (2023), Využití UHPC při rekonstrukci Barrandovského mostu, in 'Technologie, provádění a kontrola betonových konstrukcí'.
- Janoušek, J., Froněk, A., Vráblík, L. & Vítek, J. L. (2023), Možnosti zesílení stávající mostní konstrukce pomocí UHPC, in 'Sborník 29. Betonářské dny', pp. 259–267.
- Marek, J. & Prchal, J. (2023), 'Moderní materiál Ultra High Performance Concrete'. Online. Dostupné z: <https://konstrukce.cz/materialy-a-technologie/moderni-material-ultra-high-performance-concrete-1267>.
- Moreillon, L., Broquet, C., Fargier, G. & Menétrey, P. (2022), 'Refecion du viaduc de Riddes'. Online. Dostupné z: <https://www.espazium.ch/fr/actualites/refecion-du-viaduc-de-riddes>.
- SŽ (2018), 'Mosty ve správě SŽDC jsou bezpečné'. Online. Dostupné z: <https://www.spravazeleznice.cz/pro-media/tiskovy-servis-tiskove-zpravy-prohlaseeni/bezpecne-mosty-szdc?inheritRedirect=true>.
- Tayeh, B. A., Bakar, B. H. A., Johari, M. A. M. & Voo, Y. L. (2013), 'Evaluation of bond strength between normal concrete substrate and ultra high performance fiber concrete as a repair material', *Procedia Eng.* 54, 554–563.
- TSK (2016), 'Zpráva o pražských mostech'. Online. Dostupné z: <https://www.tsk-praha.cz/wps/portal/root/archiv-tiskovych-prohlaseeni>.
- Vítek, J. L. (2012), 'Vysokohodnotné betony - úvod a poznámky k možnostem jejich aplikace', *Beton TKS, Betonové konstrukce 21. století - Betony s přidanou hodnotou*.
- Vítek, J. L. (2022), 'UHPC a jeho aplikace v konstrukcích', *Časopis Stavebnictví*.
- Vítek, J. L., Čítek, D., Coufal, R., Kolísko, J. & Marek, J. (2019), 'UHPC a jeho aplikace v ČR', *Beton TKS, mimořádné vydání Beton - historie, současnost, budoucnost*.
- ŘSD ČR (2024), 'Přehledy z informačního systému o silniční a dálniční síti ČR'. Online. Dostupné z: <https://www.rsd.cz/rsd/silnicni-databanka-a-ndiczalozka-prehledy-z-issd-cr>.

SMYKOVÁ PEVNOST ROZHRAŇÍ CEMENTOVÝCH KOMPOZITŮ ZA BĚŽNÉ A ZVÝŠENÉ TEPLoty

Michaela Jelínková, *

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

ABSTRAKT

Tento článek se zabývá smykovou pevností rozhraní cementových kompozit, jejichž vrstvy byly vytvořeny s krátkým časovým odstupem. V první části shrnuje různé faktory, které pevnost tohoto druhu rozhraní ovlivňují. Následuje experimentální část, ve které je analyzován vliv vystavení zvýšené teplotě na smykovou pevnost rozhraní vytvořených těles na cementové bázi. Kromě faktoru zvýšené teploty byl sledován též vliv časového odstupu výroby vrstev vzorků. Výsledky zkoušky ve smyku ukázaly, že zvýšená teplota má na pevnost rozhraní těles převážně negativní vliv. K poklesu smykové pevnosti pak došlo také v případě delšího časového odstupu betonáže jednotlivých vrstev, a to za každé teploty.

KLÍČOVÁ SLOVA

Cementový kompozit • smyková pevnost • rozhraní • zvýšená teplota • 3D tisk betonu

ABSTRACT

This article deals with the shear strength of the interface of cement composites, the layers of which were formed with a short time interval. The first part summarizes the various factors that influence the strength of this type of interface. The experimental part follows, in which the effect of exposure to elevated temperature on the shear strength of the interface of cement-based bodies is analyzed. In addition to the factor of increased temperature, the influence of the time interval of the production of sample layers was also monitored. The results of the shear test showed that increased temperature has a predominantly negative effect on the strength of the body interface. The decrease of the shear strength also occurred in the case of an increasing time interval between application of the individual concrete layers and that was so at all applied temperatures.

KEYWORDS

Cementitious composite • shear strength • interface • elevated temperature • 3D concrete printing

1. ÚVOD

Kompozitní materiály na bázi cementu jsou již dlouhodobě jedny z nejužívanějších materiálů ve stavebnictví, proto je vhodné se jim podrobněji věnovat. V současnosti jsou mimo jiné využívány pro výrobu betonových konstrukcí pomocí technologie 3D tisku metodou vrstvení materiálu. 3D tisk betonu je relativně mladá technologie užívaná ve stavebnictví, která by mohla přispět k jeho automatizaci. Během procesu 3D tisku vzniká mezi jednotlivými tištěnými filamenti rozhraní, jež lze dle Ma et al. (2021) považovat za nejslabší místo tištěných dílců.

Tento článek je zaměřen na faktory, které pevnost tohoto rozhraní ovlivňují, možnostmi jejího zvyšování a způsoby testování. Dále pak popisuje experiment, jež analyzuje působení teploty na pevnost rozhraní vzorků, jejichž vrstvy byly vytvořeny se dvěma různými krátkými časovými odstupy.

2. SOUHRN AKTUÁLNÍCH POZNATKŮ

2.1. Parametry ovlivňující pevnost rozhraní

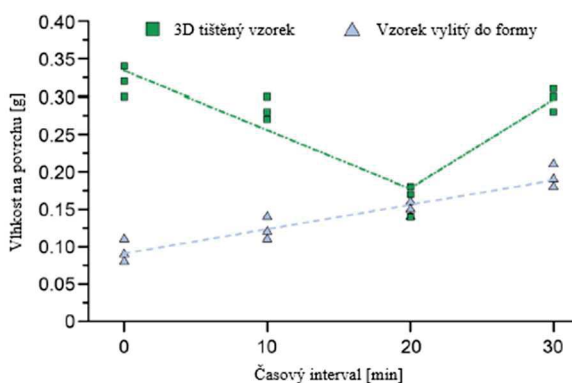
Hlavními faktory ovlivňujícími pevnost rozhraní vrstev zhotovených s krátkým časovým odstupem jsou vlhkost a časový interval. Tyto dva parametry jsou na sobě závislé, proto je vhodné je sledovat současně. Průběh vlhkosti na povrchu spodní vrstvy pak závisí též na způsobu ukládání materiálu. Pokud je uvažováno běžné ukládání do formy, roste vlhkost povrchu s časem z důvodu tzv. krvácení betonu, při kterém se voda z betonové směsi dostává na povrch. Pokud se však jedná o ukládání vrstev během 3D tisku betonu, je závislost vlhkosti na čase odlišná (obr. 1). Sanjayan et al. (2018) experimentálně zjistili, že u tištěných filamentů dochází v prvních 20 minutách k poklesu vlhkosti povrchu. Tento jev je pravděpodobně způsoben procesem tisku, kdy se během průchodu tiskovou tryskou směs uspořádá tak, aby bylo kamenivo ve střední části, kde vzniká menší smykové napětí, zatímco na povrchu se nachází tekutá část směsi, která usnadňuje průchod tryskou. Vlhkost na povrchu je tak ihned po vytvoření vrstvy vysoká a v prvních 20 minutách dochází k jejímu snižování odpařováním a usedáním materiálu. Po uplynutí tohoto časového intervalu pak vlhkost opět stoupá, jako při monolitickém zpracování. Dosavadní provedené experimenty povětšinou prokazují negativní vliv zvýšené vlhkosti na pevnost rozhraní vrstev. Menší množství vody může přispívat

* Školitel: Ing. Josef Novák, Ph.D.

k přilnavosti, větší vlhkost však způsobuje zvýšení pórovitosti, což zmenšuje stykovou plochu vrstev.

Zásadním parametrem je dále složení směsi. Za nejdůležitější lze považovat vodní součinitel. S vyšším vodním součinitelem zřejmě pevnost rozhraní stoupá (Keita et al. 2019). Při 3D tisku betonu je jeho velikost omezena tak, aby materiál byl dostatečně tekutý pro průchod tiskovou tryškou a zároveň dostatečně pevný, aby se jednotlivé vrstvy nehroutily a držely tvar i po vytlačení vrstev navazujících. Vliv má též velikost použitého kameniva, které může zvýšit pevnost rozhraní vzhledem k působení hmoždinkového efektu mezi zmy (Xiao et al. 2014).

Okolní podmínky, v nichž dochází k tisku, též mají na pevnost rozhraní vliv. Obecně lze říci, že tělesa vyráběná v laboratorním prostředí vykazují lepší vlastnosti než prvky vytvářené v exteriérových podmínkách. V těch dochází například k nežádoucímu odpařování vody a změnám teploty způsobujícím objemové změny cementových prvků, což negativně ovlivňuje pevnost rozhraní.



Obrázek 1: Průběh vlhkosti povrchu spodní vrstvy v čase

2.2. Možnosti zvýšení pevnosti rozhraní

Kromě optimalizace procesu a použitého materiálu existuje několik dalších metod využívaných ke zvýšení pevnosti rozhraní 3D tištěných těles.

Prvním z nich je ošetření povrchu spodní vrstvy (Weng et al. 2021). V praxi se k tomuto účelu užívají různé druhy pojiv, jako jsou například cementové zpevňovače, roztoky polymerů či cementové pasty.

Další možností je vzájemné provázání vrstev (Zareian et al. 2017). Jedná se o metodu inspirovanou truhlářským systémem pero-drážka, kdy se v jedné vrstvě vytvoří prohlubeň, která se následně vyplní materiálem druhé vrstvy. Tím se zvětšuje plocha povrchů ve styku, což zvyšuje pevnost rozhraní. Tento způsob vyžaduje kontrolu rozměrů drážky, v případě, kdy je příliš dlouhá a úzká, dochází k porušení v materiálu vyplňujícím drážku, čímž se ztrácí výhody tohoto způsobu výroby.

Variantou je také použití výztuže procházející přes rozhraní (Ma et al. 2021). Je nutné kontrolovat rozteč a tloušťku výztužných prutů. Se zvětšující se roztečí se pevnost rozhraní snižuje, v případě dimenze je pak třeba použít pruty dostatečného průměru, aby se příliš snadno nedeformovaly, zároveň však nesmí být průměr příliš velký, aby nedocházelo k selhání cementové matrice dříve než k deformaci výztuže.

2.3. Metodika testování

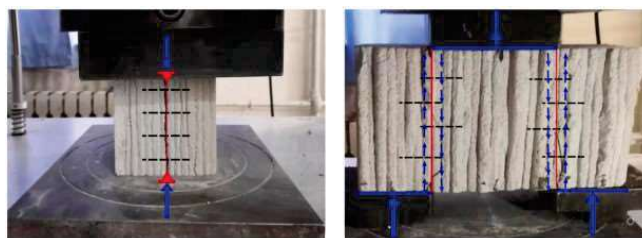
Pevnost rozhraní betonových vrstev je možno testovat v tahu či ve smyku. Způsob testování pro 3D tištěné prvky není prozatím sjednocen, proto je obtížné naměřené výsledky z jednotlivých experimentů porovnávat. Různé druhy testování vykazují rozdílné výsledky, pro zjištění pevnosti je proto vhodné vybrat takovou zkoušku, při níž je zatížení nejvíce podobné skutečnému zatížení dílce v konstrukci.

Nejběžnější metodou zkoušení je tzv. pull-off test neboli odtrhová zkouška. Provádí se tak, že se na vrchní a spodní stranu vzorku připevní kovové úchyty pomocí epoxidu a v místě zkoušeného rozhraní se provede z obou stran 5 mm zářez. Vzorek se poté umístí do lisu.

Dalším běžně používaným testem je zkouška v příčném tahu (obr. 2 vlevo). Zatížení se při ní aplikuje rovnoběžně s rozhraním mezi vrstvami. Tím v těchto místech vzniká napětí, které rozdělí vzorek na dvě části.

Pro určení pevnosti rozhraní zatíženého kombinací smyku a tlaku se užívá zkouška v šikmém smyku. Ta se provádí na válcových tělesech, jejichž vrstvy jsou při výrobě ukládány tak, aby vzniklo šikmé rozhraní (Zareian et al. 2017).

Tělesa se zkouší často též různými druhy zkoušek v kroucení. Při nich jsou síly na vzorek aplikovány paralelně s rozhraním. Většina modifikací zkoušek ve smyku má potíže s vyrovnaváním zatížení a výsledky jsou značně rozptýlené. Na obrázku 2 vpravo je fotografie zkoušky ve smyku, která se používá, jestliže je v tělese více rozhraní stejných vlastností (Zareian et al. 2017).



Obrázek 2: Zkouška v tahu a smyku [Zareian et al. 2017]

3. VÝROBA ZKUŠEBNÍCH TĚLES

3.1. Úvod

Předmětem experimentální části tohoto článku bylo zkoumání smykové pevnosti rozhraní cementových kompozit vyrobených s krátkým časovým odstupem.

Experiment se zabýval sledováním účinku dvou měnících se faktorů:

- vliv nejvyšší teploty, které byla tělesa vystavena (20°C, 100°C, 160°C, 220°C)
- vliv časového odstupu výroby jednotlivých vrstev vzorků (0 min, 10 min)

Použitý materiál, způsob výroby i zkoušení byly zvoleny na základě předchozí rešerše. Při návrhu byla snaha o napodobení procesu 3D tisku metodou vytlačování směsi za využití běžně dostupných prostředků.

3.2. Složení materiálu

Pro přípravu cementové směsi bylo užito kamenivo dvou frakcí; 0-4 mm a 4-8 mm, které tvořilo 64% celkové hmotnosti.

Jako pojivo byl použit portlandský cement Českomoravský cement 42,5 R.

Kvůli zlepšení mechanických vlastností směsi byl dále přidán metakaolin Mefisto L05. Jedná se o tepelně upravený mletý plavený kaolin, jež může nahradit až 15% cementu a má schopnost reagovat s vodou a hydroxidem vápenatým během jeho hydratace.

Použitá voda pocházela z vodovodního řadu. Pro vodní součinitel se zvolila hodnota 0,57.

Dále byl přimíchán urychlovač Betodur A5. V cementových směsích se běžně užívá jako přísada urychlující tvrdnutí.

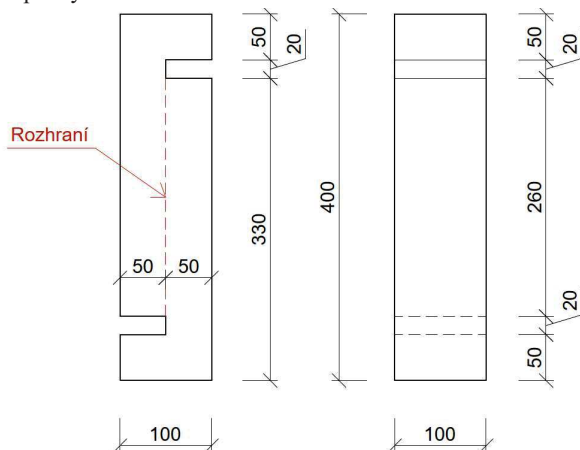
Poslední složkou směsi byla polypropylenová vlákna do betonu a malt SikaFiber PPM-12. Ta se používají pro zvýšení trvanlivosti kompozit a snižují plastické smrštění a tvorbu trhlin při sedání materiálu. Snižují též jeho plastické sedání a propustnost.

3.3. Výroba vzorků

Nejprve bylo třeba připravit formy pro výrobu cementových vzorků. Navržená geometrie těles včetně polohy rozhraní je nakreslena na obrázku 3.

Na řezačce se nařezaly polystyrenové bloky o rozměrech 100 mm x 50 mm x 20 mm a větší bloky o minimální ploše 100 mm x 400 mm. Do kovové formy velikosti 400 mm x 100 mm x 100 mm pak byly pomocí PUR lepidla připevněny menší bloky pro dosažení požadovaného tvaru Z. Hotová forma se poté vymazala kvůli snazšímu odbědňování a byl do ní umístěn kovový plát o rozměrech 300 mm x 170 mm, který byl zajištěn dočasnými polystyrenovými bloky, pro vytvoření rozhraní mezi jednotlivými vrstvami. Při zacházení s plechem se dbalo především na to, aby nebyl znečištěn olejem či jinými látkami, které by mohly způsobit narušení přilnavosti vrstev. Připravenou formu je možné si prohlédnout na obrázku 4.

Dalším krokem byla výroba cementové směsi. Všechny složky se navážily na digitální váze a umístily k míchačce. Do té byly pak postupně ukládány; nejprve suché složky, po minutě se přilily tekuté.



Obrázek 3: Geometrie zkušebních těles



Obrázek 4: Forma pro výrobu vzorků tvaru Z s rozhraním

Od okamžiku přidání tekutých složek směsi se na stopkách začalo odměřovat 20 minut, což je optimální doba pro začátek 3D tisku (Vespalec et al. 2020). Před samotnou betonáží se pak směs znovu promíchala, aby se směs aktivovala. To mělo simulovat proces, kdy během 3D tisku směs prochází extrudérem.

Pro omezení případného nežádoucího porušení těles mimo rozhraní byly do každé poloviny vzorků umístěny 2 výztužné pruty tvaru L o průměru 6 mm.

Betonáž vzorků pak probíhala v následujících krocích:

1. Postupné ukládání směsi první poloviny cementového tělesa, hutnění vpichy dřevěnou tyčí, vložení prvního výztužného prutu zhruba do třetiny výšky vrstvy, pokračování betonáže.
2. Vložení druhého výztužného prutu do 2/3 výšky formy, dokončení ukládání směsi, vyčkání pro dosažení požadovaného časového odstupu mezi výrobou vrstev; 0 nebo 10 minut.
3. Promíslení směsi určené k výrobě druhé vrstvy, betonáž, hutnění vpichy dřevěnou tyčí, umístění dvou výztužných prutů.
4. Dokončení vzorku, seškrábnutí přebytečného materiálu na povrchu pomocí zednické lžice.
5. Opatrné vyjmutí plechového plátu z formy.
6. Připevnění většího polystyrenového bloku k formě pomocí stahovacích pásek, aby se zabránilo vytečení materiálu, a přetočení formy na bok tak, aby druhá vrstva vzorku dosedla na první.

Tělesa byla po 24 hodinách vyjmuta z forem a byla ponechána v laboratorním prostředí, dokud se nezačalo s jejich zahříváním. Foto připraveného tělesa je na obrázku 5.



Obrázek 5: Hotový vzorek s patrným rozhraním

Celkem se vyrobilo 16 vzorků, jejichž vrstvy byly vytvořeny bez časového odstupu, a 16 těles s rozhraním připraveným s odstupem 10 minut.

4. TESTOVÁNÍ

4.1. Vystavení zvýšené teplotě

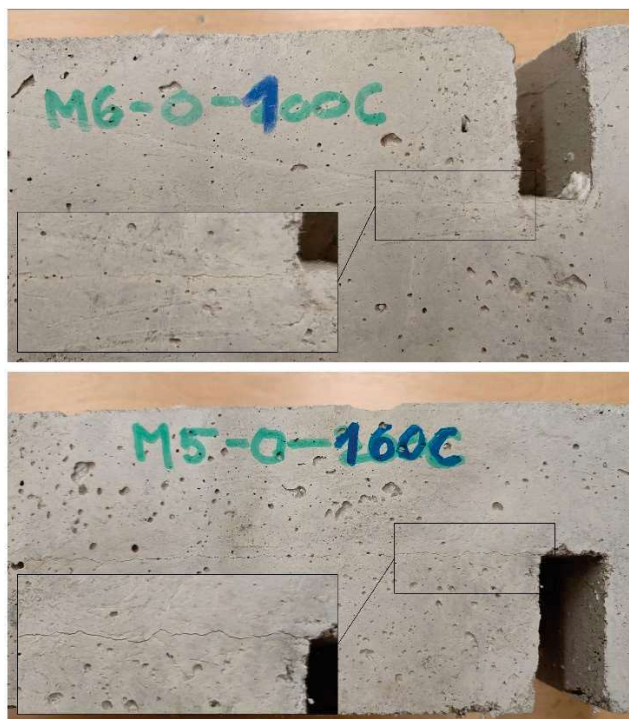
Zhruba 2 měsíce od výroby byla tělesa vystavena 4 různým teplotám: 20°C (referenční), 100°C, 160°C a 220°C. Vždy 4 tělesa z každé skupiny dle druhu rozhraní byla vložena do ohřáté pece na 120 min, 150 min či 180 min dle cílové teploty. Následně byla tělesa zvážena a změřily se rozměry jejich rozhraní.

V tabulce 1 lze pozorovat pokles objemové hmotnosti prvků se zvyšující se teplotou, které byly vystaveny, po překročení 100°C. Tento jev je způsoben odpařováním volné vody, jejíž výparné teplo je právě při teplotě 100°C.

Zvýšená teplota způsobila vznik trhlin na rozhraní vzorků, které jsou zachyceny na obrázku 6. Při teplotě 100°C vznikaly vlasové trhliny dlouhé několik centimetrů na okrajích rozhraní, při 160°C a 220°C se trhliny rozvinuly po celé délce rozhraní, přičemž s vyšší teplotou byly výraznější (širší).

Tabulka 1: Průměrné objemové hmotnosti

Teplota [°C]	Objemová hmotnost [kg/m³]
20	2110,5
100	2140,4
160	2098,7
220	2039,5



Obrázek 6: Rozvoj trhlin na rozhraní vzorků

4.2. Zkouška pevnosti ve smyku

Týden od vystavení zvýšené teplotě se tělesa zkoušela ve smyku. Pro zkoušku byl použit zkušební lis, do kterého se vzorky postupně umísťovaly tak, aby síla působila na celou spodní a horní plochu vzorku. V případě působení jen na část plochy by mohlo namáhání způsobit jiný způsob porušení než požadované porušení na rozhraní.

Vzorky byly zatěžovány konstantní rychlostí až do porušení, průběh zkoušky byl zaznamenán do programu MS Excel.

5. VÝSLEDKY

Výsledky byly zpracovány a zapsány do tabulky 2. Během zkoušky se zaznamenávala síla, ze které se následně vypočítala pevnost ve smyku rozhraní vzorků pomocí vzorce (1).

$$\tau_d = \frac{F_d}{A_d} \quad (1)$$

kde τ_d je pevnost ve smyku v [MPa], F_d síla v [N] a A_d plocha rozhraní vzorku v [mm].

Dále se vypočítala průměrná hodnota pevnosti ve smyku pro každou čtveřici těles se stejným druhem rozhraní a stejnou nejvyšší teplotou, které byly vystaveny:

$$x = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i \quad (2)$$

kde x je průměrná hodnota pevnosti ve smyku, x_i hodnoty pevnosti ve smyku jednotlivých prvků skupiny a N počet vzorků ve skupině.

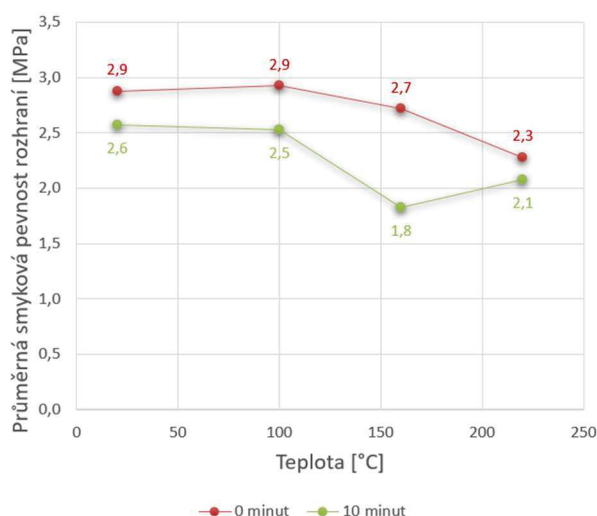
Vypočtená data se následně zaznamenala do grafu na obrázku 7. Každá čára znázorňuje stejný druh vzorků podle časového odstupu výroby rozhraní.

Při výpočtu průměrných výsledků byl vždy z každé skupiny vyjmut prvek s nejodlišnější naměřenou hodnotou smykové pevnosti rozhraní.

Cílem experimentu bylo zjistit, jak vybrané proměnné faktory ovlivňují smykovou pevnost rozhraní cementových těles. Při vyhodnocování výsledků se vycházelo z vypočítaných průměrných hodnot.

Tabulka 2: Průměrné smykové pevnosti rozhraní

Časový odstup výroby rozhraní	Teplota [°C]	Průměrná smyková pevnost rozhraní [MPa]
0 minut	20	2,9
	100	2,9
	160	2,7
	220	2,3
10 minut	20	2,6
	100	2,5
	160	1,8
	220	2,1



Obrázek 7: Průměrná smyková pevnost rozhraní vzorků

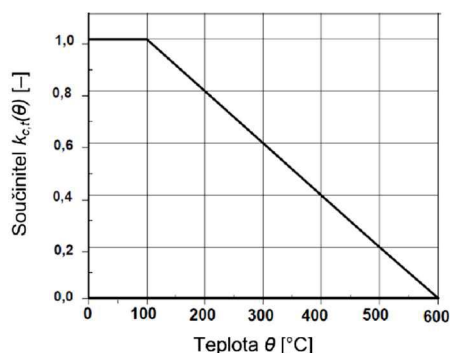
6. DISKUZE VÝSLEDKŮ

6.1. Vliv teploty

Vliv teploty, které byly vzorky vystaveny, lze vyčíst z grafu na obrázku 7. Teplota měla na smykovou pevnost rozhraní převážně negativní vliv. Prvky s rozhraním vyrobeným bez časového odstupu (dále 1. skupina) měly stálou pevnost do překročení teploty 100°C, po překročení této hodnoty se pak pevnost snižovala. U vzorků s vrstvami vyrobenými s odstupem 10 minut (dále 2. skupina) se pevnost s teplotou nejprve snižovala do vystavení 160°C, tělesa ohřátá na 220°C pak vykázala pevnost zvýšenou o 16,7%.

Pokles smykové pevnosti s teplotou je zřejmě způsoben dehydratací cementového tmele, k níž dochází od teploty 100°C. To je také důvodem, proč se v případě první skupiny začala pevnost snižovat až po překročení této teploty.

Dle normy ČSN EN 1992-1-2 je možné při použití zjednodušených výpočetních metod uvažovat pevnost betonu v tahu tak, že se její hodnota s teplotou snižuje vynásobením součinitelem $k_{c,t}(\theta)$, jehož hodnotu lze získat z grafu na obrázku 8. Po překročení 100°C tak klesá pevnost vždy o 20% při zvýšení teploty o každých 100°C. Porovnání poklesu smykové pevnosti rozhraní zkušebních vzorků z experimentu a normového poklesu pevnosti nabízí tabulka 3.



Obrázek 8: Součinitel $k_{c,t}(\theta)$ [ČSN EN 1992-1-2]

Tabulka 3: Porovnání snížení pevnosti rozhraní s teplotou

Časový odstup výroby rozhraní	Teplota [°C]	Pevnost dle normy [MPa]	Naměřená pevnost [MPa]
0 minut	20	100%	2,9
	100	100%	2,9
	160	88%	2,6
	220	76%	2,2
10 minut	20	100%	2,6
	100	100%	2,6
	160	88%	2,3
	220	76%	2,0

U první skupiny těles došlo k zhruba normovému poklesu pevnosti rozhraní, u druhé skupiny tomu tak však nebylo. Problémem zde byla tělesa ohřátá na 160°C, jejichž pevnost byla nižší než očekávaná. Tato odchylka mohla být způsobena delším časovým odstupem výroby jednotlivých vrstev těles, během kterého se v místech rozhraní nahromadila voda, což zavinilo, že rozhraní bylo náchylnější na degradaci vlivem teploty. Případně to mohla zavinit chyba při výrobě, například nedostatečné hutnění během betonáže, či to, že soubor naměřených dat byl omezený.

Jak již bylo zmíněno v kapitole 4.1, ohřátí těles způsobilo vznik vlasových trhlin na rozhraní. Ty se pak se zvyšující se teplotou prodlužovaly a rozšiřovaly. Tento jev byl způsoben tahovým napětím vznikajícím v místech rozhraní od vysychání. Kromě toho působilo na prvky také ochlazení. Po vyjmutí ze sušičky se povrch vzorků začal ochlazovat, což způsobilo jeho stahování, zatímco uvnitř těles zůstávala po určitou dobu stále zvýšená teplota. Na povrchu prvku se pak začaly vytvářet trhliny ve středních částech či nejslabších místech, v tomto případě na rozhraní. Čím vyšší je cílová teplota, tím větší teplotní gradient v prvku vzniká, což způsobuje vznik větších trhlin.

6.2. Vliv časového odstupu

Další sledovanou proměnnou byl časový odstup mezi výrobou jednotlivých vrstev těles. Z grafu na obrázku 7 je patrné, že delší časový odstup zapříčinil pokles pevnosti rozhraní za každé teploty.

Rozdílnou pevnost rozhraní lze vysvětlit průběhem vlhkosti na povrchu první betonované vrstvy. Experiment měl co nejlépe napodobit proces 3D tisku betonu. Vytvářené vzorky však neměly rozhraní z vrchní, ale z boční strany vrstev, proto průběh vlhkosti na povrchu odpovídal spíše monolitickému zpracování. Dá se tedy předpokládat, že vlhkost na rozhraní s časem od betonáže první vrstvy rostla, což způsobilo tzv. krvácení směsi, které se vzhledem k vodnímu součiniteli materiálu dalo očekávat. Po 10 minutách od betonáže 1. vrstvy se tak již na rozhraní pravděpodobně vyskytovalo příliš velké množství vody, což způsobilo pokles pevnosti. Vyšší pevnost vzorků 1. skupiny se dá tedy připsat tomu, že 2. skupina měla širší rozředěnou vrstvu na rozhraní, která je náchylnější na degradaci působením zvýšené teploty.



Obrázek 9: Typické porušení vzorku

6.3. Způsob porušení

Všechny zkoušené prvky byly porušeny v místě rozhraní. Typické porušení vzorku včetně povrchu jeho rozhraní po zkoušce si lze prohlédnout na obrázku 9.

7. ZÁVĚR

V rámci tohoto článku byla provedena rešerše, jež seznamuje s problematikou pevnosti rozhraní cementových kompozit zhotovených s krátkým časovým odstupem. Představuje zde různé faktory, které mají na toto místo vliv. Dále se věnuje metodám testování pevnosti rozhraní.

Experimentální část pak porovnává vliv teploty a časového odstupu výroby vrstev na smykovou pevnost rozhraní. Celkem bylo zhotoveno 32 zkušebních těles. Jejich vrstvy byly tvořeny s odstupem 0 a 10 minut a vždy 4 vzorky z každé skupiny byly vystaveny jedné ze 4 různých teplot: 20°C, 100°C, 160°C a 220°C. Poté se tělesa zkoušela ve smyku.

Experimentálně bylo zjištěno, že se zvyšující se teplotou smyková pevnost rozhraní převážně klesá. Dalším poznatkem bylo, že 10minutový odstup výroby vrstev způsobuje snížení pevnosti, a to za pokojové i zvýšené teploty. Navíc tato skupina těles vykázala nenormový pokles smykové pevnosti se zvyšující se teplotou.

8. PODĚKOVÁNÍ

Tento článek byl vytvořen v rámci Studentské grantové soutěže ČVUT, č. projektu SGS24/041/OHK1/1T/11 - Exploring the Relationship Between Parametric Model Complexity and Optimization Efficiency in Civil Engineering.

Reference

Sanjayan, Jay G., Nematollahi, Behzad, Xia, Ming a Marchment, Taylor. Effect of surface moisture on inter-layer strength of 3D printed concrete. *Construction and Building Materials*. 2018, 172, 468-475.

Keita, Emmanuel, Bessaies-Bey, Hela, Zuo, Wenqiang, Belin, Patrick a Roussel, Nicolas. Weak bond strength between successive layers in extrusion-based additive manufacturing: measurement and physical origin. *Cement and Concrete Research*. 2019, 123.

Xiao, Jianzhuang, Li, Zhiwei a Li, Jiabin. Shear transfer across a crack in high-strength concrete after elevated temperatures. *Construction and Building Materials*. 2014, 71, 472-483.

Weng, Yiwei, Li, Mingyang, Wong, Teck Neng a Tan, Ming Jen. Synchronized concrete and bonding agent deposition system for interlayer bond strength enhancement in 3D concrete printing. *Automation in Construction*. 2021, 123.

Zareiyan, Babak a Khoshnevis, Behrokh. Effects of interlocking on interlayer adhesion and strength of structures in 3D printing of concrete. *Automation in Construction*. 2017, 83, 212-221.

Ma, Guowei, Liu, Tianhao, Buswell, Richard a Li, Zhijian. Interlayer reinforcement of 3D printed concrete by the in-process deposition of U-nails. *Cement and Concrete Research*. 2021, 148.

Jelínková, Michaela. *Smyková pevnost rozhraní cementových kompozitů za běžné a zvýšené teploty*. Diplomová práce. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2024.

ČSN EN 1992-1-2. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-2: Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru*. Praha: Český normalizační institut, 2006, 92 s. 76681.

Vespalec, Arnošt, Novák, Josef, Kohoutková, Alena, Vosynek, Petr, Podroužek, Jan, Škaroupka, David, Zikmund, Tomáš, Kaiser, Josef a Paloušek, David. Interface Behavior and Interface Tensile Strength of a Hardened Concrete Mixture with a Coarse Aggregate for Additive Manufacturing. *Materials* 2020. 2020, 13, 5147.

EXPERIMENTÁLNÍ A NUMERICKÁ ANALÝZA ŽELEZOBETONOVÝCH PRVKŮ ZESÍLENÝCH KOMPOZITNÍMI LAMELAMI

Valeriia Kazmina, *

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

ABSTRAKT

Tento článek popisuje diplomovou práci zaměřenou na problematiku zesilování konstrukcí pomocí vláknových kompozitů. Předmětem práce byla první fáze grantového projektu „Systém uhlíkových lamel nové generace se zvýšenou požární odolností pro zesilování stávajících konstrukcí“. Cílem práce bylo analyzovat vliv zesílení uhlíkovými lamelami na chování železobetonových prvků za běžných teplot. Článek je rozdělen do dvou částí. První část popisuje návrh experimentu, výrobu a testování zkušebních těles a návrh budoucího experimentu. Druhá část práce je věnována popisu a výsledkům nově vytvořeného výpočetního nástroje, založeného na numerické analýze průřezu s využitím metody moment–krivost. Do podoby výpočetního nástroje je algoritmus implementován v jazyce Python.

KLÍČOVÁ SLOVA

uhlíkové lamely • FRP • zesilování železobetonových prvků • experimenty • moment–krivost

ABSTRACT

This article focuses on the description of diploma thesis focused on structures strengthened using fibre reinforced composites. The subject of the thesis was the first phase of a grant project "New generation carbon plates with increased fire resistance for strengthening of existing structures". The aim of the thesis was to analyse the effect of FRP reinforcement on the behaviour of reinforced concrete structural elements at normal temperature. The article is divided into two parts. The first part contains the design of the experiment, manufacturing and testing of test specimens and design of future experiment. The second part of the article is devoted to a newly created computational tool for numerical analysis of reinforced elements. The computational tool is based on numerical analysis of the cross-section using the moment–curvature method. The algorithm is implemented in Python as a computational tool.

KEYWORDS

carbon plates • FRP • strengthening of reinforced concrete elements • experiments • moment–curvature

* Školitel: Ing. Radek Štefan, Ph.D., FEng.

1. ÚVOD

Tento článek shrnuje experimentální program a výsledky dosažené v rámci diplomové práce (Kazmina 2024). Problematika modernizace stávajících stavebních konstrukcí je významným a dlouhodobým tématem, který se zkoumá v posledních desetiletích. Postupné zhoršování stavu pozemních a dopravních staveb může být způsobeno množstvím faktorů, jako je stárnutí, negativní vlivy prostředí, nedostačující původní návrh, který v dnešní době nevyhovuje současným požadavkům a normám, nekvalitní provedení, nedostatečná údržba a mimořádné události, které jsou vyvolané buď činností člověka nebo přírodními jevy. (fib Bulletin No. 14. 2001)

Většina těchto konstrukcí je stále provozuschopná, ale mohou se například měnit podmínky užívání nebo se očekává zvětšení působícího zatížení. Méně časově a technologicky náročné je zesílit stávající konstrukce než bourat a stavět konstrukci novou. Je ale třeba věnovat pozornost správnému návrhu zesílení a jeho kvalitnímu provedení.

V poslední době došlo k významnému pokroku v oblasti materiálů, metod a technologií pro zesilování železobetonových konstrukcí. Jedna z nejmodernějších variant, která je dnes považována za velmi perspektivní v oblasti stavebnictví, je využití vláknových kompozitů s vnějším lepením – FRP EBR (z angl. externally bonded fibre reinforced polymer reinforcement). Vláknové kompozity s vnějším lepením lze využívat k zesílení buď převážně tlacených prvků nebo prvků namáhaných smykem a kroucením (fib Bulletin No. 14. 2001), ale předmětem této práce je výzkum zesílení ohýbaných prvků.

2. EXPERIMENTÁLNÍ ANALÝZA

Předmětem popisované práce byla první fáze grantového projektu „Systém uhlíkových lamel nové generace se zvýšenou požární odolností pro zesilování stávajících konstrukcí“.

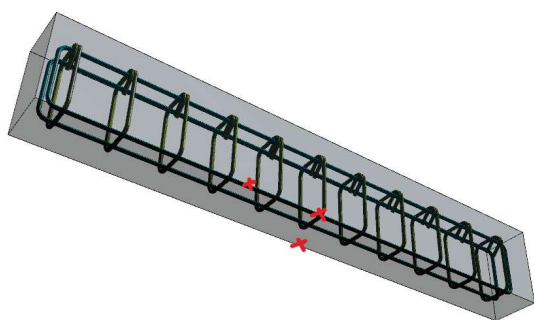
„Cílem projektu je zavedení systému vysoce odolných lamel poskytujících různou úroveň protipožární ochrany do praxe a tím zvýšit odolnost stávající infrastruktury a zabezpečit ochranu života a zdraví osob při zachování stávajících užitných vlastností stavebního objektu. Současné lamely mají nulovou požární odolnost. Řešení projektu spočívá ve zvýšení požární odolnosti a zajištění vysoké odolnosti lepených lamel vůči vysokým teplotám pomocí pokročilých materiálů.“ (Grantová přihláška 2022)

Hlavním cílem tohoto projektu je tedy analyzovat vliv zesílení uhlíkovými lamelami na chování železobetonových prvků za vysokých teplot, což ale nebylo předmětem popisované práce. V rámci experimentální části práce byl navržen, proveden a vyhodnocen

experiment, jehož hlavním cílem bylo analyzovat vliv zesílení uhlíkovými lamelami na chování železobetonových prvků za běžných teplot. Experiment je unikátní v tom, že byl přímo navržen pro účely daného projektu, v rámci kterého bude nutné zkoušet velké množství nezesílených i zesílených prvků za běžné teploty i za vysokých teplot. Tento typ experimentu není definován v žádném normovém předpisu a není pro něj zaveden žádný osvědčený postup. Práce tedy představuje první krok nezbytný k tomu, aby mohlo být dále v projektu přistoupeno k analýze za vysokých teplot.

2.1. Návrh experimentu

Pro analýzu vlivu zesílení uhlíkovými lamelami na chování železobetonových prvků byly provedeny experimenty na železobetonových trámcích o velikosti $100 \text{ mm} \times 160 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm}$. Hlavní ohybová výztuž trámků byla o průměru $\varnothing_s = 6 \text{ mm}$, smyková výztuž byla také o průměru $\varnothing_{tr} = 6 \text{ mm}$ s roztečí 90 mm. Vyztužení vzorků je patrné z Obr. 1. Krytí výztuže se uvažovalo jako $c = 15 \text{ mm}$.



Obr. 1: 3D model trámků s vyznačenými místy měření průhybů při čtyřbodovém ohybu (Chylík 2023)

V rámci experimentu bylo zkoušeno a vyhodnoceno 9 trámků, 3 bez zesílení a 6 se zesílením uhlíkovými lamelami. Všechny vzorky byly zkoušeny za běžné teploty.

Zkoušení trámků probíhalo jako čtyřbodový ohyb, tak tříbodový ohyb. Trámek se umístil z obou stran na dvě podpory ve vzdálenosti 55 mm od kraje a následně byl zatěžován silou, která se v místě působení na trámek rozdělila v případě čtyřbodového ohybu na dvě stejně velké síly ve vzdálenosti mezi sebou 300 mm.

V první fázi experimentálního programu řešeného grantového projektu byly analyzovány běžně dostupné lamely Sika.

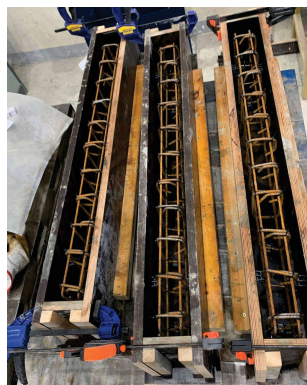
V dalších fázích experimentálního programu projektu budou zkoušeny nově vyvinuté lamely a bude také probíhat zkoušení zesílených prvků vystavených vysokým teplotám. Tyto fáze nebyly předmětem popisované práce.

Při zkoušení trámků se měřila síla a průhyb po celou dobu zatěžování. Měření průhybu probíhalo pomocí inkrementálních snímačů dráhy, umístěných v polovině rozpětí a pod působícím zatížením, jak je znázorněno na Obr. 1.

2.2. Výroba zkušebních těles

Nejdříve probíhalo vyvázání armokošů z předem připravených položek. Byla použita standardní žebírková betonářská výztuž třídy B500B. Po osazení armokošů do bednicích forem (Obr. 2) probíhala výroba betonové směsi. Byl zvolen beton s nižší pevností, aby simuloval dříve využívané, méně kvalitní konstrukční betony.

Trámky se ve staří 28 dní zesílily (Obr. 3) podle postupu popsaného v manuálu od výrobce. Jako zesilující prvek byla použita komerčně dostupná lamela Sika CarboDur S 512 o tloušťce 1,2 mm a o šířce 50 mm. Lamela byla z uhlíkových vláken vyztužených polymery CFRP (z angl. carbon fiber reinforced polymer).



Obr. 2: Armokoše

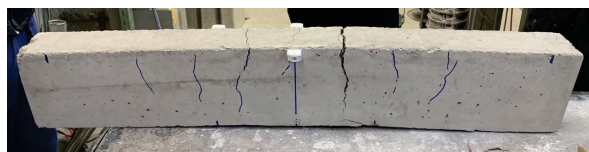


Obr. 3: Zesílené trávky

2.3. Zkoušky únosnosti v ohybu a zhodnocení

Jako první byly zkoušeny 3 trávky bez zesílení pro následné porovnání se zesílenými trávky. Zkoušení probíhalo v elektromechanickém lisu, zatěžování bylo řízené přírůstkem deformace (0,2 mm/min). Zkoušení se provádělo do dosažení únosnosti (porušení) trávku.

Trávky bez zesílení byly vždy porušeny vhodným způsobem, tzn. v ohybu (viz Obr. 4).



Obr. 4: Nezesílený trámek po porušení zkoušený na čtyřbodový ohyb

Následně byly zkoušeny 3 trávky se zesílením. U zesílených trámků byla prokázána vysoká tuhost v ohybu, násobně vyšší než ve smyku. U zesílených trámků ale k požadovanému způsobu porušení nedocházelo. Vzhledem k odlišnému průběhu posouvající síly při tříbodovém a čtyřbodovém ohybu byl pro porovnání způsobů porušení zkoušen zesílený trámek na tříbodový ohyb. Nezávisle na způsobu zkoušení v místě největšího smykového napětí vždy nastávalo odchlípnutí ohybové lamely, což znamenalo dřívější selhání zkušebního tělesa ve smyku než v ohybu (viz Obr. 5, Obr. 7). Z tohoto důvodu bylo rozhodnuto další 3 trávky zesílit ve smyku, což ale stejně nepomohlo a nenastalo porušení požadovaným způsobem (viz Obr. 5, Obr. 7).

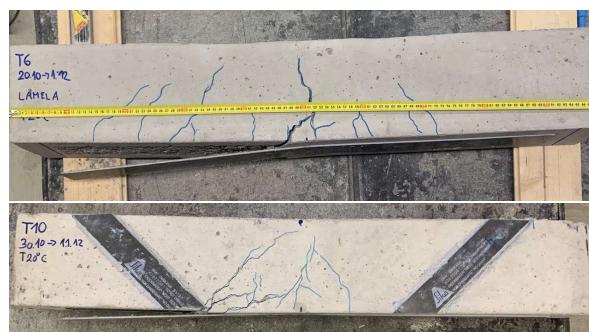
Na grafu na Obr. 6 je vidět porovnání průběhů zatěžování trámků při zkoušení na čtyřbodový ohyb.

Z grafu na Obr. 6 je patrné, že zesílené trávky (T4, T5, T11, T12) přenesly větší zatěžovací sílu a vykazovaly menší průhyby než trávky bez zesílení (T1, T2, T3).

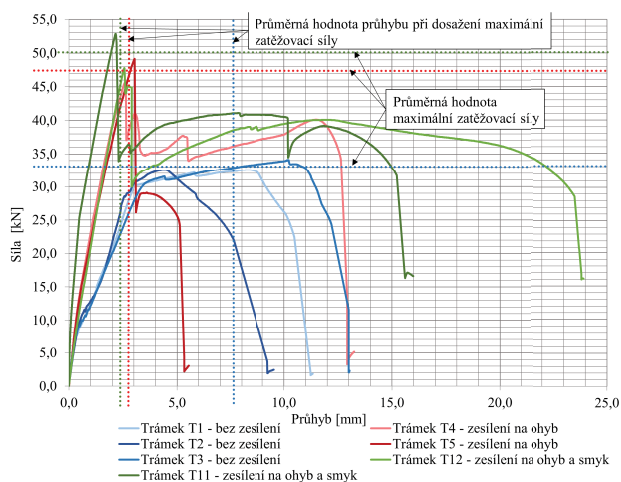
Průměrná hodnota maximální zatěžovací síly nezesílených trámků (T1, T2, T3) zkoušených na čtyřbodový ohyb činila 33,1 kN. Průměrná hodnota průhybu při dosažení maximální zatěžovací síly



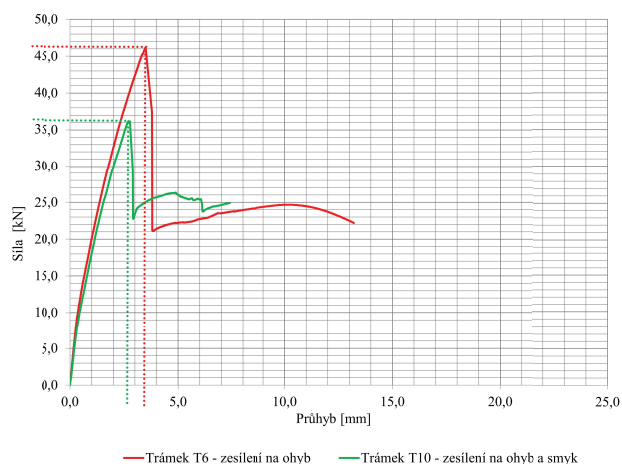
Obr. 5: Zesílené trámký zkoušené na čtyřbodový ohyb po porušení



Obr. 7: Zesílené trámký zkoušené na třibodový ohyb po porušení



Obr. 6: Porovnání průběhů trámků zkoušených na čtyřbodový ohyb



Obr. 8: Porovnání průběhů trámků zkoušených na třibodový ohyb

byla 7,68 mm. Ohybový moment odpovídající průměrné hodnotě maximální zatěžovací síly pro nezesílené trámký T1, T2 a T3 byl $M_R = 4,88$ kNm.

U trámků zesílených v ohybu (T4, T5) zkoušených na čtyřbodový ohyb byla průměrná hodnota maximální zatěžovací síly 47,4 kN. Průměrná hodnota průhybu při dosažení maximální zatěžovací síly byla 2,8 mm. Ohybový moment odpovídající průměrné hodnotě maximální zatěžovací síly pro trámký zesílené v ohybu T4 a T5 byl $M_R = 6,99$ kNm.

U trámků se zesílením v ohybu a smyku (T11, T12) zkoušených na čtyřbodový ohyb činila průměrná hodnota maximální zatěžovací síly 50,3 kN. Průměrná hodnota průhybu při dosažení maximální zatěžovací síly byla 2,4 mm. Ohybový moment odpovídající průměrné hodnotě maximální zatěžovací síly pro trámký zesílené v ohybu a smyku T11 a T12 byl $M_R = 7,42$ kNm.

Na grafu na Obr. 8 lze vidět porovnání průběhů zatěžování trámků zkoušených na třibodový ohyb.

Pro trámký zesílený v ohybu T6 zkoušený na třibodový ohyb byla maximální zatěžovací síla 46,18 kN. Hodnota průhybu při dosažení této síly byla 3,49 mm. Ohybový moment odpovídající maximální zatěžovací síle pro trámký zesílený v ohybu T6 byl $M_R = 10,27$ kNm.

Pro trámký zesílený v ohybu a smyku T10 zkoušený na třibodový ohyb byla maximální zatěžovací síla 36,18 kN. Hodnota průhybu při dosažení této síly byla 2,78 mm. Ohybový moment odpovídající maximální zatěžovací síle pro trámký zesílený v ohybu a smyku T10 byl $M_R = 8,05$ kNm.

2.4. Návrh budoucího experimentu

Pro následnou analýzu chování prvků zesílených v ohybu je vhodné pro další experimenty upravit zkušební tělesa tak, aby byly vlastnosti lamely lépe využity. Je potřeba, aby zkušební těleso nebylo náchylné ke smykovému porušení, čehož lze docílit nižší výškou vzorku nebo menší roztečí smykové výztuže.

Jelikož jsou již zkušební trámký pro další sérii experimentů vyrobeny, bude využita možnost zkoušet průřez otočený o 90°. Další důležitou úpravou navrženou pro další experimenty je zvětšení délky kotvení. To bude realizováno tak, že lamela bude nalepena na celou délku trámký a podepření bude upraveno tak, aby nedocházelo ke kontaktu podpory a lamely.

Také je možné zvážit použití dalších zesilujících prvků pro řádné zakotvení lamely.

3. NUMERICKÁ ANALÝZA

V práci byl vytvořen a popsán výpočetní nástroj pro numerickou analýzu zesílených prvků. Výpočetní nástroj byl verifikován a validován porovnáním výsledků numerických výpočtů s daty změřenými a popsány v rámci experimentální části práce. Výpočetní nástroj bude následně sloužit pro další vědecké a výzkumné účely v rámci řešeného grantového projektu – např. pro návrh dalších experimentů, předběžnou analýzu velkorozměrových zkoušek, rozšíření funkcionality výpočetního nástroje pro analýzu prvků vystavených vysokým teplotám apod.

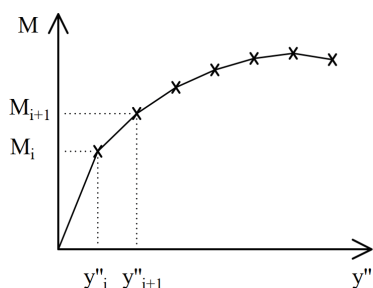
Výpočetní nástroj je založen na numerické analýze průřezu s využitím metody moment–křivost. Výpočetní algoritmus je implementován do podoby výpočetního nástroje v jazyce Python (Pilgrim & Willison 2009).

3.1. Popis výpočetního algoritmu

3.1.1. Stanovení křivky moment–křivost

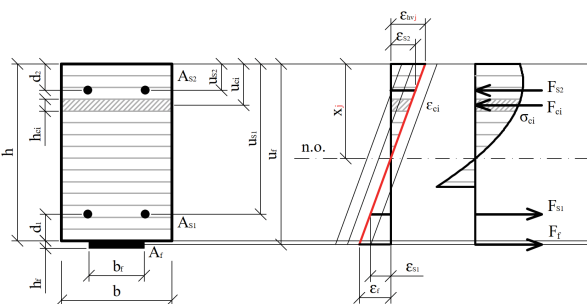
Prvním krokem numerické analýzy prvku je analýza průřezu s využitím metody moment–křivost. Metoda je založená na stanovení tzv. *pracovního diagramu průřezu* (křivka závislosti moment–křivost), který popisuje chování průřezu při namáhání ohybem. Metodu lze využít i pro analýzu prvků zatížených kombinací normálové síly a ohybového momentu (viz např. Sura et al. (2012), Štefan et al. (2019)), zde jsou ale analyzovány čistě ohybané prvky.

Křivka moment–křivost pro analyzovaný průřez je sestavena numericky pomocí jednotlivých bodů, viz Obr. 9. Body jsou stanoveny tak, že se pro příslušnou hodnotu křivosti stanoví odpovídající moment vnitřních sil na analyzovaném průřezu.



Obr. 9: Princip sestavení křivky moment–křivost

Výpočet momentu vnitřních sil pro zadanou hodnotu křivosti probíhá iteračně. Princip výpočtu je znázorněn na Obr. 10.

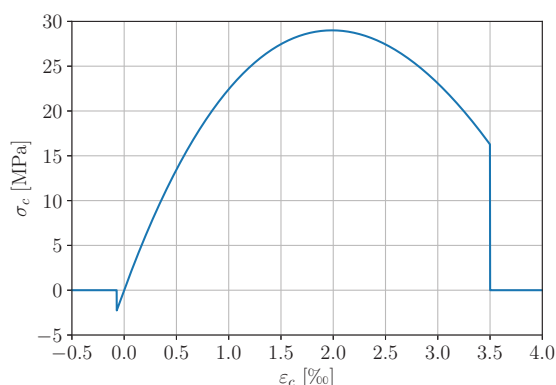


Obr. 10: Analýza průřezu

3.1.2. Materiálové vlastnosti

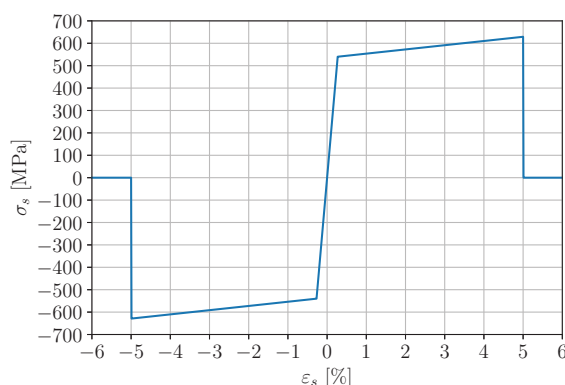
Pro příslušná přetvoření se stanoví napětí v jednotlivých materiálech. K tomu jsou využity pracovní diagramy materiálů znázorněné níže. V celé numerické části, tedy i v definici pracovních diagramů, je uvažována znaménková konvence: tlak +, tah –.

Pro pracovní diagram betonu (viz Obr. 11) v tlaku je použit model popsáný v normě ČSN EN 1992-1-1 (2011), čl. 3.1.5. Pro pracovní diagram betonu v tahu je uvažován lineární vztah až do porušení, sestupná větev není uvažována (viz např. DIANA (2017)).



Obr. 11: Pracovní diagram betonu uvažovaný v numerickém modelu

Pracovní diagram výztuže je uvažovaný tak, aby co nejlépe vystihoval skutečný pracovní diagram změřený v rámci experimentální části. Je uvažován bilineární pracovní diagram výztuže s rostoucí větví (Obr. 12).

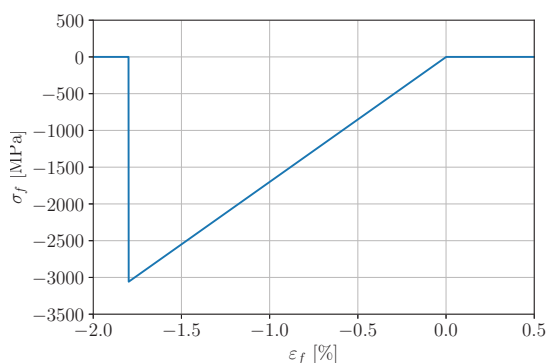


Obr. 12: Pracovní diagram výztuže uvažovaný v numerickém modelu

Pracovní diagram lamely je uvažovaný jako lineární (pružný) až do porušení – do dosažení mezního přetvoření. Je uvažována pouze tahová oblast pracovního diagramu, chování lamely v tlaku je odlišné a pro řešené případy není nutné chování v tlaku definovat (lamela je vždy tažená). Pracovní diagram lamely je znázorněn na Obr. 13

3.1.3. Výpočet průhybu

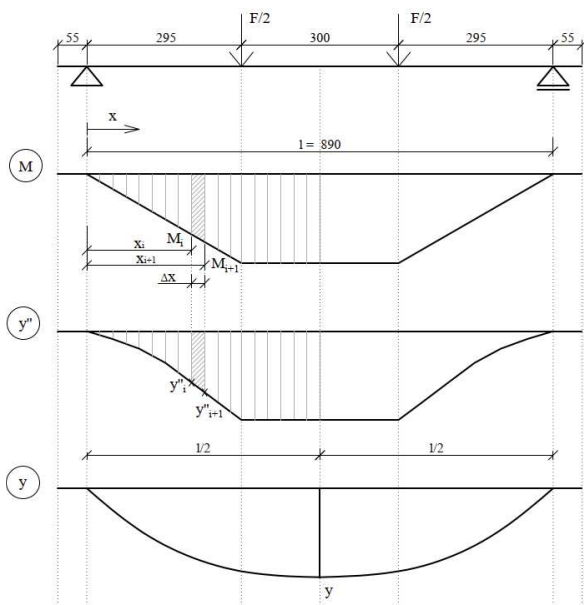
V rámci experimentů byly zaznamenány pro zkušební trámky závislosti působící síly na průhybu trámku. Aby bylo možné porovnat výsledky stanovené pomocí numerického modelu s experimentálně změřenými daty, je potřeba rozšířit model o výpočet průhybu analyzovaného prvku. Výpočet průhybu uprostřed rozpětí analyzovaného prvku se stanoví pomocí numerické integrace křivosti přes polovinu rozpětí prvku ze vztahu (1). Tato metoda je podrobně popsána např. v publikaci (Collins & Mitchell 1997) a aplikována např. v pracích (Kazmina 2024, Ismail et al. 2018, Lingga et al. 2019).



Obr. 13: Pracovní diagram lamely uvažovaný v numerickém modelu

$$y = \sum_{i=1}^{n-1} \left(\frac{y''_i \cdot x_i + y''_{i+1} \cdot x_{i+1}}{2} \cdot (x_{i+1} - x_i) \right), \quad (1)$$

kde i je číslo bodu na rozhraní proužků, na které je rozdělena polovina rozpětí analyzovaného prvku, a n je celkový počet proužků (viz Obr. 14).



Obr. 14: Princip výpočtu průhybu uprostřed trámků – čtyřbodový ohyb

3.2. Výsledky a diskuze

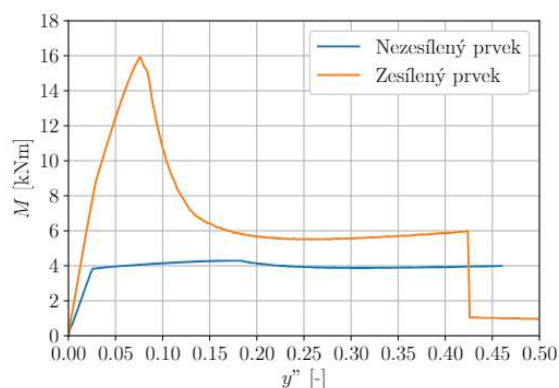
Výpočetním postupem popsaným v kapitole 3.1.1 a s využitím materiálových parametrů popsaných v kapitole 3.1.2 jsou stanoveny pracovní diagramy průřezů pro nezesílený i zesílený prvek.

Moment únosnosti pro nezesílený prvek je $M_R = 4,29$ kN.

Moment únosnosti pro zesílený prvek je $M_R = 15,93$ kN.

Na Obr. 15 je vidět odlišnost v chování nezesíleného a zesíleného prvku.

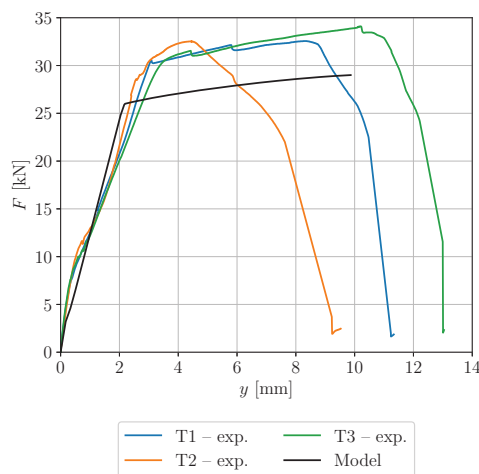
Výpočetním postupem popsaným v kapitole 3.1.3 jsou stanoveny závislosti síla–průhyb pro analyzované prvky.



Obr. 15: Porovnání pracovních diagramů průřezu pro nezesílený a zesílený prvek

Na Obr. 16 je vykreslen numerickým modelem stanovený graf závislosti síla–průhyb, který je porovnán s experimentálně změřenými daty pro trámků T1, T2 a T3.

Podle numerického modelu je síla, při které by se měl porušit nezesílený prvek v čtyřbodovém ohybu, $F_{4b} = 29,09$ kN. V rámci experimentální části byla určena průměrná hodnota maximální zatěžovací síly nezesílených trámků T1, T2 a T3 $F_{4b} = 33,1$ kN.

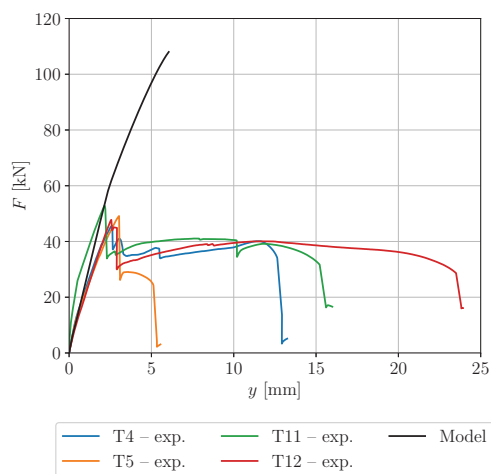


Obr. 16: Graf závislosti síla–průhyb pro nezesílené prvky vystavené čtyřbodovému ohybu, porovnání výsledků numerického modelu s experimentálně změřenými daty pro trámků T1, T2 a T3.

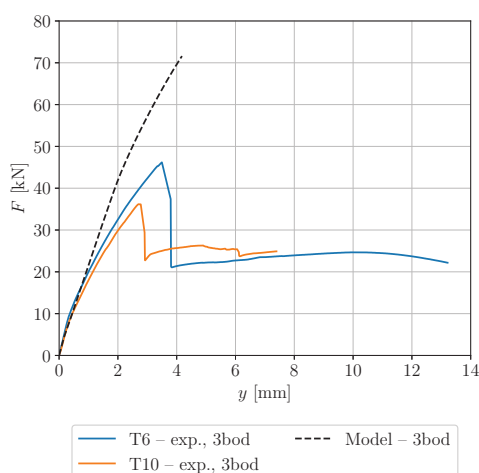
Na Obr. 17 je vykreslen numerickým modelem stanovený graf závislosti síla–průhyb pro čtyřbodový ohyb, který je porovnán s experimentálně změřenými daty pro zesílené trámků T4, T5, T11 a T12.

Na Obr. 18 je vykreslen numerickým modelem stanovený graf závislosti síla–průhyb pro třibodový ohyb, který je porovnán s experimentálně změřenými daty pro zesílené trámků T6 a T10.

Síla, při které by se měl porušit zesílený prvek v čtyřbodovém ohybu, je podle numerického modelu $F_{4b} = 108,03$ kN. Síla, při které by se měl porušit zesílený prvek v třibodovém ohybu, je podle numerického modelu $F_{3b} = 71,61$ kN.



Obr. 17: Graf závislosti síla–průhyb pro zesílené prvky vystavené čtyřbodovému ohybu, porovnání výsledků numerického modelu s experimentálně změřenými daty pro trámký T4, T5, T11 a T12.



Obr. 18: Graf závislosti síla–průhyb pro zesílené prvky vystavené třítbodovému ohybu, porovnání výsledků numerického modelu s experimentálně změřenými daty pro trámký T6 a T10.

Odlišnosti v maximální momentové únosnosti průřezu mohou být způsobeny zejména mírně odlišnými materiálovými charakteristikami výztuže (mez kluzu a mez pevnosti). Vyšší únosnost dosaženou v experimentu oproti výpočtu lze vysvětlit příspěvkem smykové tuhosti, která nebyla v numerických výpočtech uvažována. V numerickém modelu je uvažována dokonalá soudržnost lamely a trámkou a také dokonalé zakotvení lamely zesilující v ohybu. V experimentech došlo k vytržení lamely v kotevních oblastech smykovým porušením betonu ve vrstvě přilehlé ke kontaktu s lepidlem. Smykové napětí v místě tohoto spoje bylo větší než smyková únosnost betonu.

4. ZÁVĚR

Cílem popisované práce bylo analyzovat vliv zesílení uhlíkovými lamelami na chování železobetonových prvků, navrhnout metodiku experimentální a numerické analýzy zesílených prvků v místních podmínkách a porovnat experimentální výsledky s numerickými výsledky.

Z hlediska experimentální analýzy lze konstatovat, že navržený experiment a dostupné technické vybavení lze úspěšně využít k experimentálnímu ověřování chování zesílených prvků. Nedílnou a rozsáhlou součástí této práce byla výroba zkušebních těles, návrh a následná optimalizace zkušebního postupu. Na základě výsledků dosažených v práci byly navrženy úpravy experimentu, které budou využity v dalších fázích řešeného grantového projektu.

PODĚKOVÁNÍ

Článek vznikl za podpory projektu TAČR FW06010142 a projektu Studentské grantové soutěže ČVUT č. SGS23/033/OHK1/1T/11 a SGS24/039/OHK1/1T/11.

References

- Chylík, R. (2023), 'Schéma výztužení'.
- Collins, M. & Mitchell, D. (1997), *Prestressed concrete structures*, Department of civil engineering university of Toronto.
- DIANA (2017), 'DIANA-10.1 User's Manual - Material Library'.
- fib Bulletin No. 14. (2001), *Technical report: Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. The International Federation for Structural Concrete*.
- Grantová přihláška (2022), Systém uhlíkových lamel nové generace se zvýšenou požární odolností pro zesilování stávajících konstrukcí. TAČR projekt č. FW06010142.
- Ismail, A., Attar, M. & El-Karmoty, H. (2018), 'Theoretical analysis of beams combining ultra high strength concrete and normal strength concrete', *International Design Journal* **8**, 439–453.
- Kazmina, V. (2024), Experimentální a numerická analýza železobetonových prvků zesílených kompozitními lamelami, Diplomová práce, ČVUT v Praze.
- URL: <https://dspace.cvut.cz/handle/10467/113884>
- Lingga, N., Saeed, Y., Yosefani, A. & Rad, F. (2019), 'Concrete beams with fully corroded steel repaired with cfrp laminates', *ACI Symposium Publication* **333**, 1–10.
- Pilgrim, M. & Willison, S. (2009), *Dive Into Python 3*, Vol. 2, Springer.
- Sura, J., Štefan, R. & Procházka, J. (2012), 'Analýza štíhlých železobetonových sloupů metodou založenou na jmenovité křivosti', *Stavební obzor* **10**, 294–298.
- Štefan, R., Sura, J., Procházka, J., Kohoutková, A. & Wald, F. (2019), 'Numerical investigation of slender reinforced concrete and steel-concrete composite columns at normal and high temperatures using sectional analysis and moment-curvature approach', *Engineering Structures* **190**, 285–305.
- ČSN EN 1992-1-1 (2011), *ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*, ed. 2., Praha: Český normalizační institut.

WILDFIRE SUPPRESSION: PARAMETERS RELEVANT TO AERIAL FIREFIGHTING

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

Cílem tohoto článku je identifikovat parametry ovlivňující letecký požární zásah při hašení lesních požárů. Zaměřuje se na parametry související s vrtulníky provádějícími zásah, na samotný požár, techniku pilotáže a její omezení, meteorologické podmínky a možnosti zásobování hasební vodou. Článek zahrnuje stručný úvod týkající se leteckých požárních zásahů se zvláštní pozorností věnovanou vrtulníkům provádějícím hašení požáru z vrtulníkových Bambi vaků. Článek pokračuje určením parametrů, které hrají hlavní roli při ovlivňování hašení požárů, a pakliže jsou – definuje souvislosti mezi nimi. Pozornost je věnována především způsobu vedení protipožárního zásahu z vrtulníku, jak je ovlivňován samotný shoz hasební vody a jaká je účinnost zásahu v daných podmínkách. Dále je uvedena stručná diskuse, která má za cíl vyhodnotit závěry a shrnout komplexnost tématu.

KLÍČOVÁ SLOVA

Letecké hašení požárů • Hašení lesních požárů • Hašení požárů vrtulníkem • Ovlivňující parametry

ABSTRACT

This paper aims at identifying parameters influencing aerial firefighting attack to suppress wildfire. It focuses to parameters related to the helicopters performing the attack, to the wildfire itself, pilot techniques and its limitations, meteorological conditions, and water supply possibilities. It comprises of brief introduction on the aerial firefighting attacks with special attention paid to helicopters performing the fire suppression from helicopter buckets. The paper continues with identification of parameters performing major role in influencing wildfire suppression and if any – connections among them. The paper mostly focuses to the way the fire attack is conducted, how the water discharge is influenced and what is the efficiency in given conditions. Brief discussion is given next to retrieve conclusions and summarize the complexity of the topic.

KEYWORDS

Aerial Firefighting • Wildfire Suppression • Helicopter Firefighting • Influencing Parameters

1. INTRODUCTION

Wildfire occurrences have been influenced by climate change and human activity, leading to both regional variations and increasing fire intensity. Between 2012 and 2023, the number of wildfires globally varied significantly. Areas such as Canada and the Mediterranean have experienced record-breaking wildfire seasons in 2023, with unprecedented fire extents and emissions.

Aerial firefighting plays a critical role in containing wildfires, particularly in inaccessible or remote areas. The percentage of wildfires requiring aerial suppression varies by region, but it's a crucial part of strategies in highly forested and mountainous areas where ground forces have limited reach.

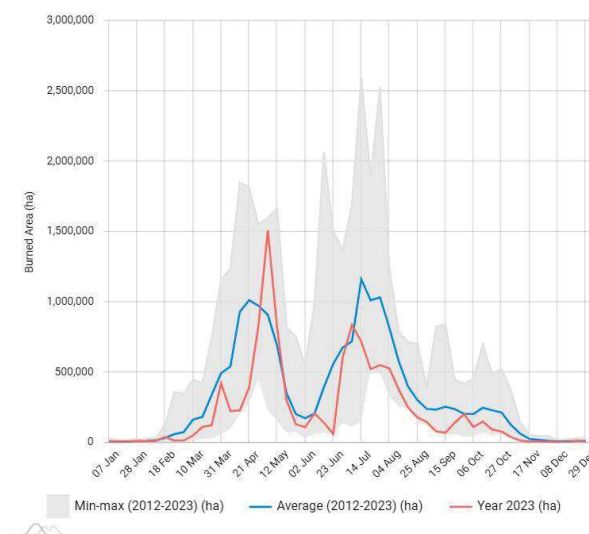


Figure 1: Weekly burned areas in EU. Comparison of min-max percentage of burned area of years 2012 – 2023 (grey), its average (blue) and average of burned area in 2023. (Europe.eu, 2024)

Global Wildfire Information System shows surge in total area burned in last year in EU countries (Figure 1) and in the Americas (Figure 2). The burned area is depicted by week and is showing the trend in different parts of the world. Thus provides a powerful tool for risk assessment and moreover for the location of sources – human, technique and the consideration of available natural sources.

* Školitel: Ing. Radek Štefan, Ph.D., FEng.

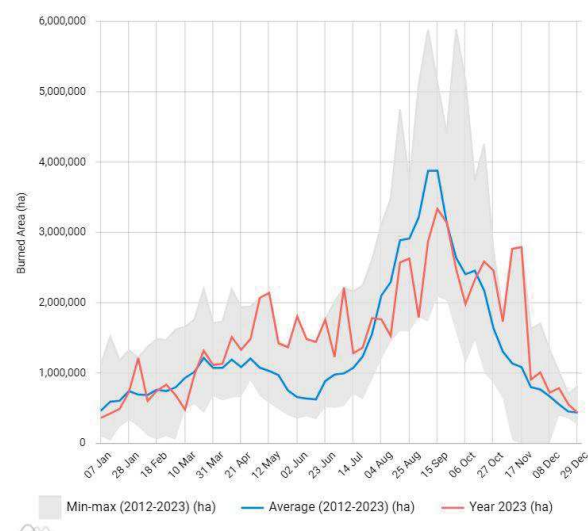


Figure 2: Weekly burned areas in Americas. Comparison of min-max percentage of burned area of years 2012 – 2023 (grey), its average (blue) and average of burned area in 2023. (Europa.eu, 2024)

2. OPERATIONAL PARAMETERS

Aerial firefighting is a complex and highly coordinated effort influenced by various environmental, technical, and safety parameters. Understanding and managing these parameters are crucial for successful wildfire suppression from the air.

2.1. Weather Conditions

Weather plays a pivotal role in aerial firefighting, as it can either assist or hinder efforts to contain a wildfire. The following weather-related factors are particularly relevant.

2.1.1. Wind Speed and Direction

Wind is the most significant weather factor in aerial firefighting. High winds can cause wildfires to spread more rapidly, making it harder to control. Additionally, wind affects the accuracy of water or fire-retardant drops.

Pilots need to adjust flight paths and drop points based on wind direction and strength to ensure that the payload lands on the targeted fire area. Crosswinds or shifting winds can blow the retardant away from the fire, reducing the effectiveness of drops.

Another wind-related condition is the aerodynamics impact on the helicopter. Headwind is preferred for takeoff, landing and hovering due to improved lift and control. Traveling to the fire site brings a lot of smoke and flying ash and hence may not be possible. Tailwinds on the other hand offer faster travel but less aerodynamic stability. The airflow over the helicopter is less predictable, making it harder to maintain precise control especially at lower speed. Generally, the water drop is conducted from the direction of downwind or crosswind – where there is no smoke and the visibility is clear. (FAA, 2019)

2.1.2. Visibility and smoke

Visibility is a critical safety and operational factor in aerial firefighting. Smoke from wildfires can obscure both the terrain

and the fire itself, making it difficult for pilots to navigate and accurately deliver their payloads.

Thick smoke can make it impossible for pilots to see the fire and the surrounding landscape, increasing the risk of accidents, especially when flying at low altitudes.

Even minor miscalculations in drop zones due to low visibility can result in the water or retardant missing the intended target. In such cases, advanced technology like infrared cameras or GPS-based systems may be used to enhance drop accuracy despite poor visibility.

Hot air from the fire is less dense than cooler air, which can reduce the lift generated by the rotor blades, potentially requiring more power to maintain altitude.

Smoke contains ash, soot, and other fine particles that can be sucked into the engine. These particles can clog air filters, damage compressor blades, and reduce the efficiency of the combustion process. Pilots are advised to avoid prolonged exposure to smoke-filled environments.

2.1.3. Temperature and Humidity

High temperatures can dry out vegetation, making it more flammable, which increases the difficulty of suppressing the fire. In hotter conditions, aircraft may also face reduced lift capability, affecting flight performance.

Low humidity dries out fuels, increasing the fire's intensity and making aerial drops less effective. Conversely, higher humidity can help slow fire spread, offering more favorable conditions for aerial attacks. (Berčák et al., 2023)

2.2. Terrain and Vegetation

The geography of the wildfire area plays a crucial role in determining how aerial firefighting operations are carried out.

2.2.1. Topography

Steep or rugged terrain makes it difficult for ground crews to reach certain areas, which increases the reliance on aerial firefighting. However, uneven landscapes can create unique airflow patterns (e.g., updrafts, downdrafts), making it more challenging for aircraft to maneuver.

Fires on mountain slopes or canyons may require aerial teams to adjust their tactics, as fire moves differently on inclines—spreading uphill rapidly due to heat rising and slower downhill. Understanding this helps in targeting the head of the fire more effectively.

2.2.2. Vegetation Type and Density

The type of vegetation (e.g., grasslands, brush, dense forests) plays a major role in determining fire behavior and suppression strategies. Dense forest fires may require heavier drops of retardant to penetrate the canopy and reach the flames below, whereas grass fires might only need lighter water drops. Also, the helicopter speed (when water dropping) needs to be adjusted with respect to the vegetation type and density. Usually, the combination of speed of 30-45 KIAS and height of 100 ft above vegetation is used in case of localized forest fire. The speed of 60-70 KIAS and 45 ft would be more efficient for low-level widespread fire (field fire, low bushes fire). (Berčák et al. 2023, FAA 2019)

2.3. Flight Safety and Risk Management

Aerial firefighting is inherently dangerous due to the demanding conditions and need for precision at low altitudes. Ensuring flight safety is a top priority, and several parameters must be managed to reduce risk.

2.3.1. Aircraft Weight and Fuel Load

The payload of an aircraft (water load) directly affects flight performance. Heavier loads decrease aircraft agility, which is crucial when flying through complex terrain. Aircraft must balance the size of their load with the need for safe maneuvering in often volatile environments – e.g. Bell 412 of Czech Police carries Bambi bucket of 1,000 l and Sokol W-3A of Czech Air force usually carries Bambi bucket of 1,590 l.

Fuel management is also a key factor. Aircraft operating in remote areas must carefully plan for fuel availability and make decisions about how much fuel to carry without compromising their fire suppression payload.

2.3.2. Pilot Safety and Training

Pilots are among the most critical elements of an aerial firefighting operation. The challenging nature of wildfire zones requires highly trained pilots who can quickly adapt to changing conditions, such as unpredictable fire behavior or wind shifts.

Training also involves collecting water by 2 manners:

- Hover filling from natural water source - By lowering the bucket into the water. Once submerged, the bucket fills up automatically.
- Ground filling - can be filled on the ground using hoses from a nearby fire truck or hydrant. Or filling from a portable tank



Figure 3: Sikorsky UH-60 Black Hawk when hover filling from river Labe. Deployed in 2022 for fire fighting in natural park Ceske Svycarsko. (Aktuálně.cz, 2022)

Besides the need of perfectly coping with the aircraft, and with the aircraft in connection with Bambi bucket, there is also emphasis placed on how to work closely with ground crews and fire commanders to ensure coordination in strategy, as well as practicing emergency protocols to handle unforeseen issues like mechanical failures or sudden weather changes.

According to the best practice, all crew members trained for flights using the Bambi Bucket system must undergo spe-

cial training once every 12 months, concluding with an examination in the form of a test. This specialized training and testing usually take place at the beginning of the year before the firefighting season starts.

2.3.3. Coordination with Ground Crews

Aerial firefighting is not done in isolation but rather in coordination with ground-based teams. Effective communication and synchronization are essential for success.

Ground crews provide crucial information to aerial teams regarding the location, behavior, and size of the fire. This information helps pilots decide where to drop water. At some situations, drones are deployed for the reconnaissance.

2.3.4. Joint Tactical Decisions

Aerial firefighting is often used to support ground crews by slowing down the fire or protecting specific areas (e.g., homes, critical infrastructure). Pilots must coordinate with ground teams to avoid duplicating efforts or targeting areas already being handled by firefighters on the ground.

Some literature also discusses the influence of cardinal directions and hence the impact of the position of the sun (also varying with the different year seasons).

3. EU PREPAREDNESS

The EU Civil Protection Mechanism is instrumental in ensuring that European countries can effectively collaborate and deploy aerial firefighting helicopters during major wildfire outbreaks, providing a faster and more coordinated firefighting response across borders. The EU Civil Protection Mechanism was established to enhance cooperation in disaster preparedness, prevention, and response. The mechanism enables the European Union (EU) and its member states to pool resources and collaborate effectively during emergencies, such as natural disasters (e.g., wildfires, floods, earthquakes), pandemics, or technological hazards.

Through the mechanism, member countries can request assistance in the form of equipment, personnel, and expertise. The system also facilitates joint disaster preparedness through shared training exercises and the creation of a European response capacity known as the "rescEU" reserve, which includes helicopters, airplanes, and other emergency assets.

The mechanism facilitates training and joint exercises for helicopter pilots and ground crews, ensuring that firefighting units across different countries operate under similar protocols and safety standards. This standardization ensures seamless cooperation when helicopters from various countries are working together.

Also, when a country activates the mechanism, the cost of deploying aerial firefighting helicopters is shared among EU member states. This financial support allows for a more robust and sustained firefighting effort. From 2027 there shall be permanent rescEU fleet – firefighting planes and helicopters financed 100 % by the EU distributed among designated member states. (European Civil Protection and Humanitarian Aid Operations, 2024)



Figure 4: Photo of a helicopter carrying Bambi bucket for fire-fighting purposes. (European Civil Protection and Humanitarian Aid Operations, 2024)

4. DISCUSSION

Aerial firefighting from helicopters is a complex and demanding operation due to the unique challenges it presents. The primary complexity arises from the need to operate in difficult terrain, often in remote, mountainous, or heavily forested areas that are not easily accessible by ground crews. Helicopters are invaluable in these situations because of their ability to hover, maneuver in tight spaces, and reach areas where fixed-wing aircraft cannot operate. However, this also requires highly skilled pilots who can navigate hazardous conditions, including low visibility due to smoke, strong winds, and rapidly changing fire behavior.

Another layer of complexity comes from the limited water or fire-retardant capacity of helicopters. They typically carry smaller amounts of water - between 1,000 to 3,000 liters - compared to fixed-wing aircraft, meaning they must make multiple trips between water sources and the fire. This can be time-consuming and requires efficient coordination with ground crews to ensure that drops are made in the right locations at the right time. Additionally, helicopters have limited fuel ranges, meaning they need to refuel frequently, further complicating the logistics of aerial firefighting.

Weather conditions, such as wind speed and temperature, further complicate helicopter operations. Wind can affect the accuracy of water drops, and extreme heat can reduce the helicopter's lift capacity, making it more difficult to carry water or equipment. Pilots must constantly adjust to these conditions, making real-time decisions that affect both the safety and effectiveness of the mission.

5. CONCLUSIONS

The conclusion is that while helicopters are critical for fighting wildfires in difficult-to-reach areas, the complexity of their operations is influenced by terrain, weather, limited payload capacity, and the need for precise coordination with ground teams. Despite these challenges, helicopters remain an essential tool for wildfire suppression, particularly when used in conjunction with other firefighting resources.

ACKNOWLEDGEMENTS

The author fully appreciates that this work was supported by the Grant Agency of the Czech Technical University in Prague, grant SGS24/039/OHK1/1T/11.

References

- Europa.eu. (2024). *GWIS - Global Wildfire Information System (GWIS)*. [online] Available at: <https://gwis.jrc.ec.europa.eu/>.
- Aviationweek.com. (2024). *How Wildfire Will Affect Aircraft Maintenance | Aviation Week Network*. [online] Available at: <https://aviationweek.com/mro/aircraft-propulsion/how-wildfire-will-affect-aircraft-maintenance>
- European Civil Protection and Humanitarian Aid Operations. (2024). *EU provides €600 million to strengthen rescEU firefighting fleet*. [online] Available at: https://civil-protection-humanitarian-aid.ec.europa.eu/news-stories/news/eu-provides-eu600-million-strengthen-rescue-firefighting-fleet-2024-03-25_en
- Wildfires (2024). https://civil-protection-humanitarian-aid.ec.europa.eu/what/civil-protection/wildfires_en.
- Aktuálně.cz (2022). *Vrtulník Sikorsky UH-60 Black Hawk, Le-tecká technika, hasiči, hašení, lesní požár, Hřensko, České Švýcarsko*. Available at: <https://zpravy.aktualne.cz/le-tecka-technika-hasici-haseni-lesni-pozar-hrensko-ceske-svy/r~43483bb00e4a11edba5b0cc47ab5f122/r~37118ebc0cb211eda3c0ac1f6b220ee8/>
- FAA, U.S. Department of Transportation. (2019). *Helicopter Flying Handbook*.
- Berčák, R et al. (2023). Fire Protection Principles and Recommendations in Disturbed Forest Areas in Central Europe: A Review. *Fire*, 6(8), pp.310–310. doi:<https://doi.org/10.3390/fire6080310>.

NUMERICAL MODELLING OF CONCRETE STRUCTURES EXPOSED TO RADIATION

Jiří Kovář, *

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

ABSTRAKT

Příspěvek se zaměřuje na numerické modelování betonových konstrukcí vystavených radioaktivnímu záření. Jsou popsány dva přístupy modelování konstrukcí - metoda konečných prvků a rigid-body spring modely.

Studie popisuje vylepšení konečně-prvkové analýzy betonového prstence biologického stínění, zejména posun od axisymetrie k analýze 3D modelu, dále jsou zahrnuty časově závislé jevy jako je pokles vlastností betonu vlivem záření a dotvarování betonu.

V poslední řadě jsou představeny rigid-body spring modely jakožto potenciálně ideální přístup k simulování mechanické odezvy kvazikřehkých materiálů. Zmíněny jsou i složitost samotné diskretizace do Voroného diagramu, spojení elementů pomocí pružin a výpočet takového systému.

Zároveň jsou navržena vylepšení modelů pro budoucí práci.

KLÍČOVÁ SLOVA

Numerické modelování • 3D MKP • Dotvarování • Beton vystavený radiaci • Rigid-body-spring model

ABSTRACT

This study focuses on the numerical modelling of concrete structures exposed to radiation. Two modelling approaches are presented - Finite Element Method and Rigid Body Spring Models. Improvements to an FEM analysis of a concrete biological shield are presented, mainly the transition from axisymmetry to 3D, and also a deterioration of concrete properties due to irradiation and concrete creep. The basics of rigid body spring modelling are introduced as a potentially ideal approach for quasi-brittle material mechanical response exploration. Challenges of discretisation in Voronoi cells, element connection by springs and calculation of the discretised system are mentioned, as well as suggestions for model refinement in future work.

KEYWORDS

Numerical modelling • 3D FEM • Creep • Irradiated concrete • Rigid-body-spring model

1. INTRODUCTION

Concrete structures exposed to radiation, such as biological shields in nuclear facilities, require rigorous analysis to ensure their structural integrity and safety. This study presents improvements

to the FE analysis program introduced in the previous thesis (Kovář (2023)). The program has been upgraded to analyse a 3D FE model, extended with time-dependent factors such as deterioration of concrete properties due to radiation exposure or concrete creep. In addition to the FEM model, the rigid body spring model is introduced. The motivation for using this modelling approach is that it allows the crack progression and width to be determined directly, making the modelling method ideal for quasi-brittle materials such as concrete. Also, consideration for future work is suggested to refine both FEM model and rigid body spring model.

2. 3D FINITE ELEMENT MODEL

2.1. Numerical model description

In the previous work (Kovář (2023)), the axisymmetric FE model for analysing evolution of damage of a concrete biological shield subjected to radiation exposure was introduced. This study focuses on developing the program used for analysis of the structure, mainly the improvements suggested in the mentioned thesis. First, the necessity of a 3D model is suggested. A program for 3D FEA was made. The structure was divided into tetrahedral finite elements (see in the Fig. 1).

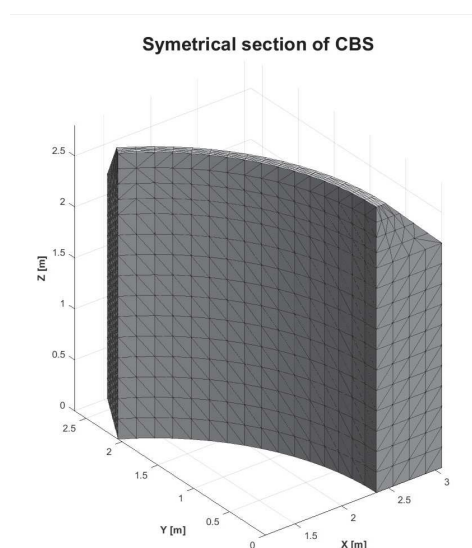


Figure 1: 3D model of CBS divided into tetrahedral finite elements

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

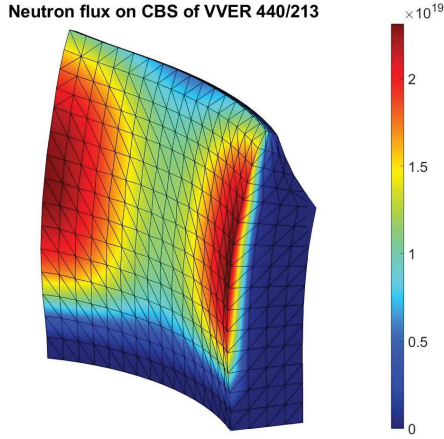


Figure 2: Neutron fluence reduction according to the shape of active zone configuration

Symmetry of the structures is exploited and only a 60 degree section of the CBS is modelled. This fact allows shorter calculation time and allows taking the different neutron fluence in the horizontal direction into account as the fluence is repeating in 60 degree intervals as shown in the pictures (Fig. 2 or Fig. 3). The function of the horizontal fluence intensity is described by a coefficient ζ going from 0.5 to 1.0 in the interval by function depending on the horizontal angle φ (Eq. 1) of the given node (or integration point) where the load is applied.

$$\zeta(\varphi) = \frac{\cos(6\varphi) + 3}{4}, \quad (1)$$

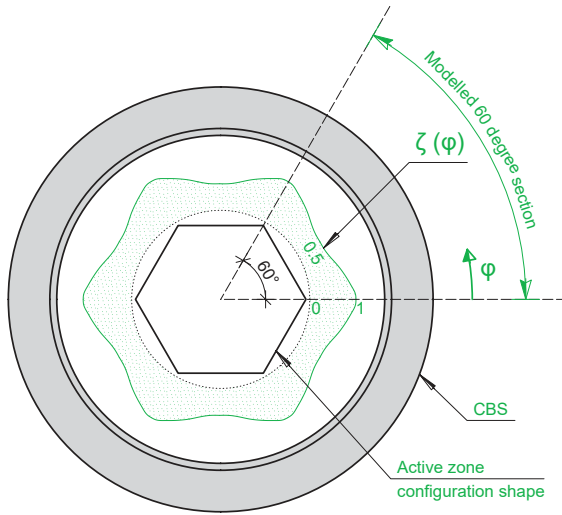


Figure 3: Neutron flux on the deformed CBS structure

Boundary conditions taking into account symmetry are applied on the vertical cut planes (plane XZ and the 60deg plane) through the master-slave method (or master-slave elimination). First, the master degrees of freedom are selected - in this case, the x displacements in nodes belonging to the XZ section plane (see

Fig. 4) are chosen to be master and both x, y displacements on the other cut plane are slaves. By using the M-S elimination, equations belonging to these slave degrees of freedom are eliminated during the calculation and the stiffness matrix and load vector are modified accordingly (Felippa (2004)).

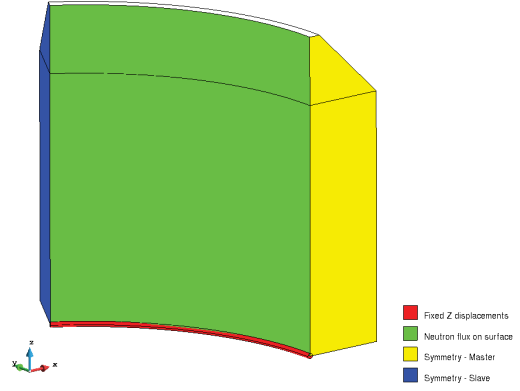


Figure 4: Model with highlighted boundary conditions - fixed degrees of freedom and M-S elimination

2.2. Time-dependent factors

Also, the time-dependent factors such as deterioration of concrete properties (Young's modulus and tension/compression strengths), see Fig. 5 that shows degradation of the parameters depending on the neutron fluence due to neutron irradiation is included in the analysis.

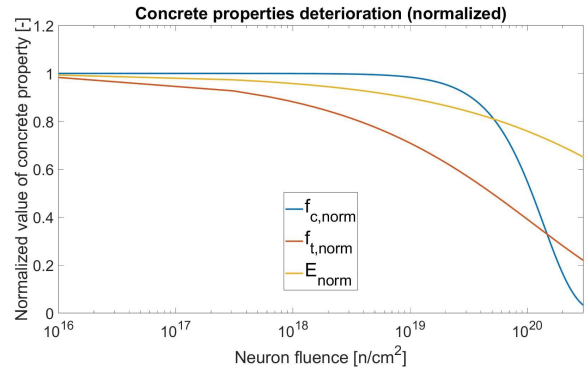


Figure 5: Degradation of concrete properties as a function of neutron fluence

Another time-dependent phenomenon that proved to have a significant, favorable impact is the creep of concrete (Kovář (2023), Le Pape (2015), Giorla et al. (2017)). In the case of CBS, the structure is not loaded constantly from the beginning but rather gradually throughout the years as the neutron flux accumulates, therefore, the stress-dependent strain is calculated applying hereditary approach:

$$\varepsilon_{cr}(t) = \sum_i J(t - \tau_i) \Delta \sigma_i$$

J denotes a compliance function. In the presented analysis, the function is constructed via the *fib* Model code 2010

approach (Taerwe et al. (2013)), $\Delta\sigma_i$ represents stress change in the integration interval and $\varepsilon_{cr}(t)$ is creep strain. The integration times are set in one year intervals. This approach assumes superposition principle. Following figure (Fig. 6, Kabele (2020)) illustrates the considered concept.

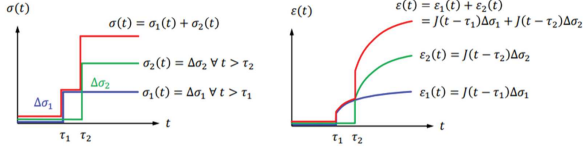


Figure 6: Schematic representation of hereditary approach of creep strain determination

3. RBSM

In addition to the finite element method, this study introduces the rigid-body spring models (RBSM), specifically a 2D model.

In contrast to the FEM, where the finite elements are perfectly connected and the elements are deformed, in the case of RBSM the structure is discretised in Voronoi cells with their seeds, representing the rigid bodies connected by a set of springs - 1 compression spring, 1 shear string and 1 rotational spring - with the respective stiffness k_N , k_τ and k_ϕ (see Fig. 7, Sofianos & Koumoutsis (n.d.)).

$$k_N = \frac{E' A_{face}}{p}, \quad k_\tau = \frac{G A_{face}}{p}, \quad k_\phi = \frac{k_N d_{34}^2}{12},$$

where E' is effective modulus of elasticity ($E' = E(1 - \nu^2)$), A_{face} is the area that is shared by neighbor cells, G is shear modulus, p is the distance of the two seeds and d_{34} is the distance of the two points of the neighbor cells.

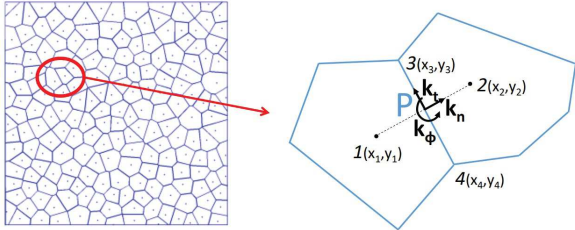


Figure 7: Illustration of the discretization and connection of the rigid bodies

The motivation for this approach is precisely this concept. The discretisation of irregular Voronoi cells together with the deformation of the springs can be used to model cracks directly and is therefore well suited for brittle and quasi-brittle materials, in contrast to FEM, where the determination of the exact crack width can be a challenging task involving advanced principles (e.g. crack band width) (Jirásek & Bauer (2012)).

3.1. Discretisation

The discretisation itself is not an easy task. The following section describes an algorithm for generating pseudo-random points based

on Poisson-disk sampling. PDS is a commonly used method for generating cells for Voronoi discretisation. The basis of PDS is to find a set of n points at a given distance from a previous point. In this way an irregular grid of points with approximately equal distances is generated (Bridson (2007)). See the process of finding points from active points in Fig. 8 and the result in Fig. 10, Fig. 11.

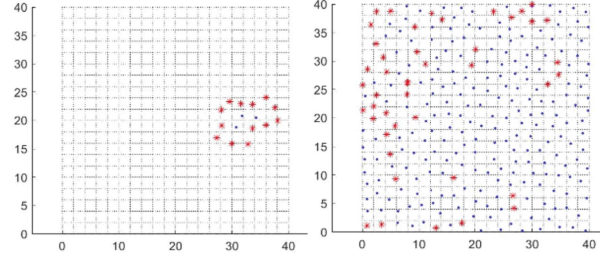


Figure 8: Illustration of the PDS algorithm

3.2. Calculation - testing

The developed software was tested on the smallest configurations in order to be able to visually assess the results clearly (only one or four elements loaded by a local force - see Fig. 9). Slightly more complex configurations have also been tested, these setups represent a real structure (a cantilever and a simple beam - see Fig. 10 and Fig. 11) but it is still relatively easy to assess the accuracy of the results.

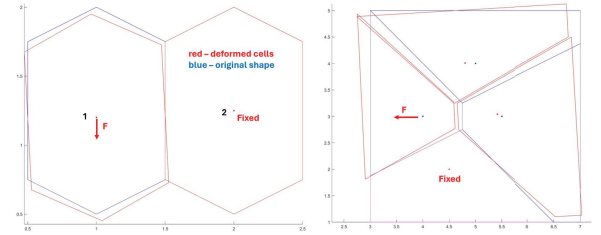


Figure 9: Simple configuration of Voronoi cells to test the calculation

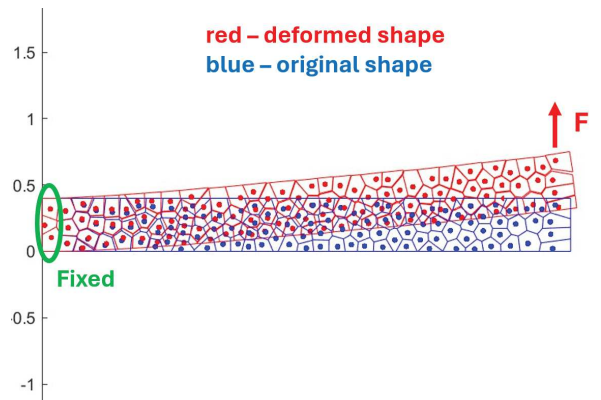


Figure 10: Cantilever configuration of Voronoi cells to test the calculation

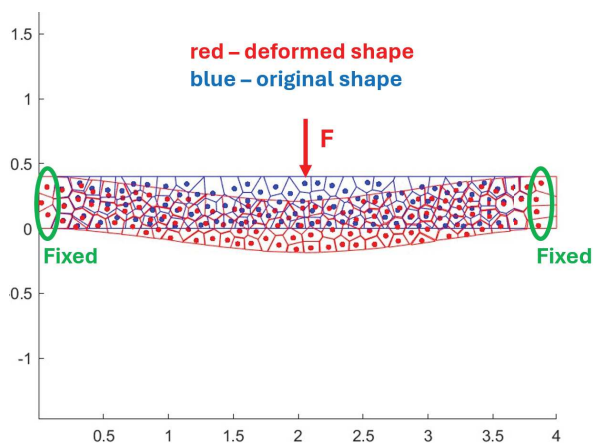


Figure 11: Beam configuration of Voronoi cells to test the calculation

Future work will extend the program to include a material non-linearity using the modified Mohr-Coulomb model of plasticity, which is a relatively simple model to be implemented in RBSM analysis (Bolander Jr & Saito (1998)) for concrete but allows the plastic deformation of springs to be modelled and the crack width (or more precisely the plastic deformations) to be simulated approximately.

4. SUMMARY AND CONCLUSIONS

In summary, this study presents two numerical modelling approaches for the analysis of concrete structures exposed to radiation in nuclear facilities. Firstly, the Finite Element Method analysis, which describes improvements to the aforementioned program, including upgrading to the analysis of a 3D FE model, consideration of variable neutron exposure in the horizontal direction, and incorporation of time-dependent factors into the analysis, such as progressive deterioration of concrete properties and creep, which appears to be a favourable factor in a damage-oriented analysis.

In addition, rigid-body spring models have been introduced. These models provide a different but effective approach to the direct simulation of crack propagation in materials, providing valuable insights into the mechanical response of concrete and other quasi-brittle materials. Future work is also proposed and will focus on refining these models and incorporating additional factors that influence the accuracy of numerical models of the response of concrete structures to radiation exposure.

ACKNOWLEDGEMENTS

This study was written with the financial support of CTU in Prague within the project SGS24/041/OHK1/1T/11.

References

- Bolander Jr, J. & Saito, S. (1998), 'Fracture analyses using spring networks with random geometry', *Engineering Fracture Mechanics* **61**(5-6), 569–591.
- Bridson, R. (2007), 'Fast poisson disk sampling in arbitrary dimensions.', *SIGGRAPH sketches* **10**(1), 1.
- Felippa, C. A. (2004), 'Introduction to finite element methods', *University of Colorado* **885**.
- Giorla, A. B., Le Pape, Y. & Dunant, C. F. (2017), 'Computing creep-damage interactions in irradiated concrete', *Journal of Nanomechanics and Micromechanics* **7**(2), 04017001.
- Jirásek, M. & Bauer, M. (2012), 'Numerical aspects of the crack band approach', *Computers & structures* **110**, 60–78.
- Kabele, P. (2020), 'D32pre - lecture notes'. Accessable at: <https://people.fsv.cvut.cz/pkabele/#Teaching>.
- Kovář, J. (2023), Numerical analysis of concrete biological shield, Master's thesis, Czech Technical University in Prague.
- Le Pape, Y. (2015), 'Structural effects of radiation-induced volumetric expansion on unreinforced concrete biological shields', *Nuclear Engineering and Design* **295**, 534–548.
- Sofianos, C. D. & Koumoussis, V. K. (n.d.), 'Rigid body spring network model for plasticity and fracture'.
- Taerwe, L., Matthys, S. et al. (2013), *Fib model code for concrete structures 2010*, Ernst & Sohn, Wiley.

THE INFLUENCE OF THE PARTITIONING WEB PLATE ON THE INCREASE OF THE DUCTILITY OF THE SCS STRUCTURE

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 se zabývá zvýšením ductility ocelobetonové sendvičové konstrukce v rovinném smyku vlivem přidání příčného plechu. Motivací pro zkoumání tohoto jevu je možnost návrhu konstrukce s vyšším poměrem vyztužení, který dle předchozího sledování ductilitu konstrukce naopak snižuje. Úvodem jsou představeny dva experimentální programy, které se vlivem příčného plechu v ocelobetonové sendvičové konstrukci zabývaly. Jeden experimentální program zahrnuje porovnání odezvy ocelobetonových panelů stejných geometrických i materiálových parametrů, přičemž jediným proměnným parametrem je přítomnost, respektive absence příčného plechu. Druhý experimentální program se zabývá čistě vlivem četnosti příčných plechů na ductilitu konstrukce při smykovém zatížení. Následně jsou rozebrány předpoklady o mechanismu chování ocelobetonové sendvičové konstrukce s příčným plechem a bez příčného plechu, které jsou následně podpořeny analýzou vlastních modelů za použití metody příhradové analogie a metody konečných prvků. Výsledkem této práce je hlubší pochopení mechanismu chování ocelobetonového sendviče s vlivem příčného plechu a dále také posouzení vhodnosti vyvinutých modelů příhradové analogie.

KLÍČOVÁ SLOVA

Ocelobetonový sendvič • Duktilita • Příčný plech • Model příhradové analogie • Numerické modelování

ABSTRACT

This paper deals with the increase in ductility of steel-concrete-steel sandwich in plane shear due to the addition of partitioning web plate. The motivation for investigating this phenomenon is the possibility of designing the structure with a higher reinforcement ratio, which, according to previous observations, decreases the ductility of the structure. Two experimental programs are introduced to investigate the effect of the partitioning web plate in a steel-concrete-steel sandwich structure. One experimental program involves a comparison of the response of steel-concrete-steel panels of the same geometric and material parameters, while the presence or absence of a partitioning web plate being the only variable parameter. The second experimental program deals purely with the effect of

the frequency of partitioning web plates on the ductility of the structure under in-plane shear loading. Assumptions about the mechanism of behaviour of a steel-concrete-steel sandwich structure with and without a partitioning web plate are then discussed and supported by the analysis of own models using the truss and tie method and finite element method. This paper results in a deeper understanding of the behavioural mechanism of the steel-concrete-steel sandwich with the influence of the partitioning web plate, as well as an assessment of the suitability of the developed truss and tie models.

KEYWORDS

Steel-concrete-steel sandwich • Ductility • Partitioning web plate • Truss and tie model • Numerical modelling

1. INTRODUCTION

A steel-concrete-steel sandwich (SCS) structure consists of two external steel plates, which are anchored to infill concrete. The composite action is mostly provided by a combination of headed studs and tie bars.

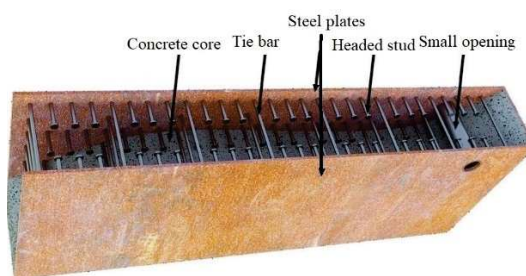


Figure 1 SCS structure

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. When structures like that are designed, a very high reinforcement ratio is often needed to satisfy static requirements and keep the thickness of a structure within reasonable limits. However, the code ANSI/AISC N690-18 (American Institute of Steel Construction, 2018) sets a limit of 5% maximum reinforcement ratio. The limit must be respected to provide the sufficient ductility of a structure. Ozaki et al.

* Školitel: doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.

(2004) pointed out the relationship between ductility and the reinforcement ratio in SCS panels tests with reinforcement ratios ranging from 2.3% to 4.5%. They also found out that adding of a partitioning web plate can significantly rise the ductility of a structure, while the ultimate strength is preserved.

Zhang et al. (2019) focused on the effect of the frequency of partitioning web plates on the ductility of the structure under in-plane shear loading and found out that higher number of the plates leads to higher ductility of a structure.

This paper is focused on understanding of the behavioural mechanism of the steel-concrete-steel sandwich with the influence of the partitioning web plate. The aim is to determine the approximate value of the increase in ductility caused by the addition of the partitioning web plate. Based on this finding, it would be possible to increase the limit of the maximum reinforcement ratio.

2. EXPERIMENTAL PROGRAMS

2.1. The influence of the partitioning web plate

The experimental program by Ozaki et al. (2004) includes nine SCS panels. All the panels were 1200 x 1200 mm in in-plane dimensions and 200 mm thick. Five specimens were subjected to cyclic pure in-plane shear. Three of it had external steel plates 3.2 mm thick, while the presence or absence of a partitioning web plate being the only variable parameter. One panel was designed without a partitioning web plate, the other was designed with a partitioning web plate and without any headed stud bolts, and the last one was designed with a partitioning web plate and with headed stud bolts on it.

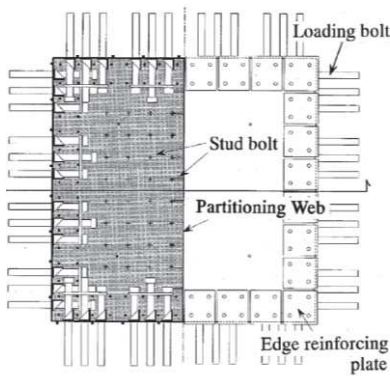


Figure 2: Specimen S3-00PS (Ozaki et al., 2004)

Uniform in-plane forces were applied to the panels using the shear bolts test facility (see Figure 3). The facility was comprised of a self-reacting frame containing eight hydraulic jacks.

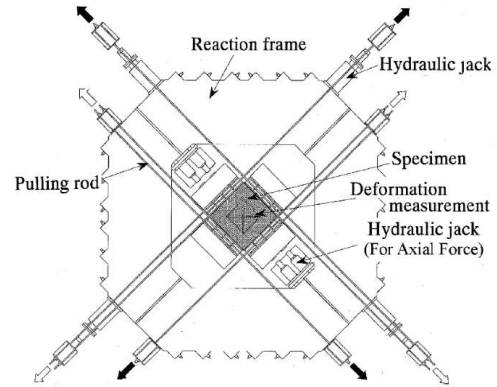


Figure 3 Test setup (Ozaki et al., 2004)

As can be seen from the responses of these three panels (see Figure 4), the addition of the partitioning web plate without the headed stud bolts caused increasing of a plastic shear deformation approximately three times, while the ultimate strength was maintained, and the yield strength was slightly reduced. It is also possible to observe that the addition of the partitioning web plate causes a smoother transition from the elastic part of the response to the plastic part.

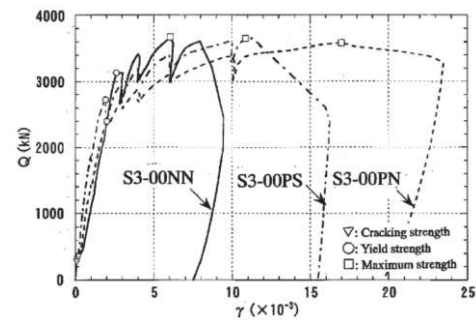


Figure 4 Comparison of specimen S3-00NN (without partitioning web), S3-00PS (partitioning web with stud bolts), S3-00PN (partitioning web without stud bolts) (Ozaki et al., 2004)

2.2. The influence of the number of partitioning web plates

The experimental program by Zhang et al. (2019) includes five types of SCS panels. Three of these panels were 1050 x 700 mm in in-plane dimensions and 120 mm thick with variable number of partitioning web plates from 2 pieces to 4 pieces. The others had variable thickness 105 mm and 135 mm and 3 pieces of partitioning web plates. The composite action of the external steel plates and the infill concrete in the space between the partitioning web plates is provided by headed stud bolts. All the panels had the same thickness of the external steel plates of 3 mm.

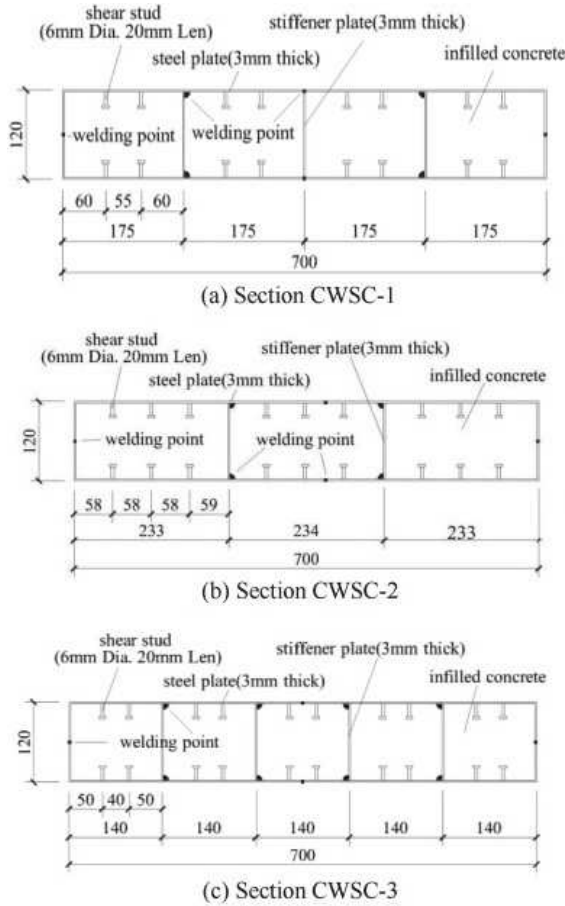


Figure 5 Cross section of the specimens (Zhang et al.,2019)

The specimen was laid between the top steel L-beam and the bottom steel beam, and the RC beams were fixed to the bottom steel beam and the top steel L-beam. The bottom steel beam was anchored to the ground, and the top steel L-beam was connected by three actuators, one in the horizontal direction and the others in the vertical direction.

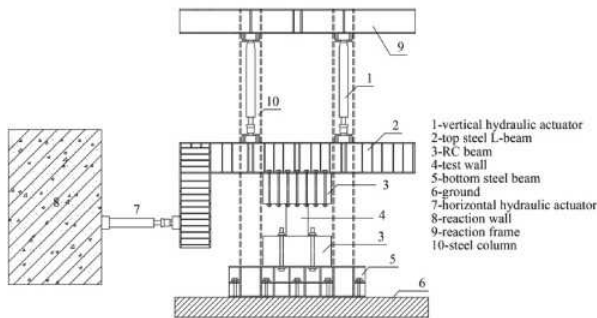


Figure 6 Test setup (Zhang et al.,2019)

When the in-plane shear responses of the panels with different number of partitioning web plates are compared, it is obvious that the higher number of partitioning web plates caused higher plastic shear deformation.

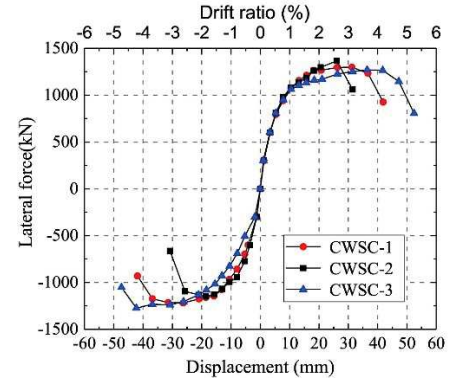


Figure 7 Comparison of specimen CWSC-1 (with 3 partitioning web), CWSC-2 (with 2 partitioning web), CWSC-3 (with 4 partitioning web) (Zhang et al.,2019)

3. BEHAVIOUR OF SCS PANELS - THEORY

Pure shear behaviour of a SCS structure with no partitioning web plate is quite simple. Pure in-plane shear can be understood as two principal forces of opposite nature (compressive and tensile) acting in the directions 45° , respectively 135° . When focusing on the in-plane shear response, three key moments can be recognized. The first one is when the concrete core is cracked in tension. The second one is when the external steel plates reach the yield point. The last key moment is when the concrete core is crushed in compression, which causes the collapse of the structure.

In the case of a SCS structure with partitioning web plate, the behaviour is a little bit more complex. The mechanism of a shear load transfer can be imagined as the combination of two phenomena. One phenomenon is pure shear behaviour of a SCS structure, and the other one is the effect of the slip between the concrete core and the partitioning web plate. In this case, five key moments of the in-plane shear response can be recognized, as it will be discussed in more detail in the next chapters.

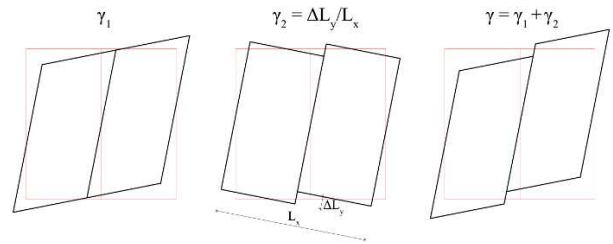


Figure 8 The scheme of two phenomena affecting the shear behaviour.

4. STRUT AND TIE MODEL

In the case of a SCS structure with no partitioning web plate, the strut and tie model is simple and suffices with just one strut and one tie, where the direction of a structure that carries the principal tension can be defined as the tie and the perpendicular direction that carries the principal compression can be defined as the strut.

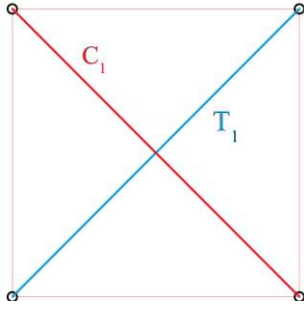


Figure 9 The strut and tie model for a SCS structure with no partitioning web plate.

On the other hand, in the case of a SCS structure with partitioning web plate, the strut and tie model has to be supplemented with an element that considers the slip between the concrete core and the partitioning web plate. The Author has decided to consider the slip by adding a horizontal element that is fitted with a support in the middle of its length to partly avoid rotation. The stiffness of the support should correspond to the material and geometric solution of the space close to the partitioning web plate.

If the SCS panel with the partitioning web plate from Ozaki's experimental program is modelled by the strut and tie analogy, there should be defined two types of ties T_1 , T_2 and two types of struts C_1 , C_2 . Nodes 1 and 1', 2 and 2' and 3 and 3' are connected by the horizontal element, which includes the influence of the partitioning web plate. The horizontal element has the length x , which corresponds to the distance between the headed stud bolts nearest to the partitioning web plate.

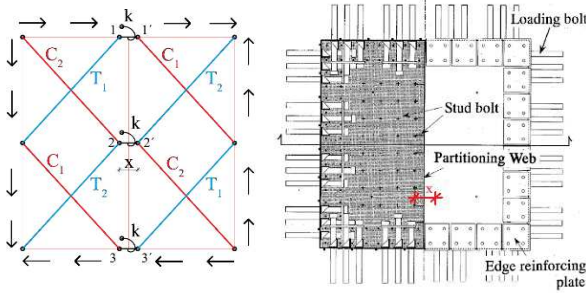


Figure 10 The strut and tie model for a SCS structure with partitioning web plate.

The stiffness k of the support can be determined for two eventual states of a structure. The value k_1 corresponds to the response of the structure in the nearest area around the partitioning web plate before the external steel plates reach the yield stress, while the value k_2 corresponds to the response after the external steel plates reach the yield stress.

5. NUMERICAL MODEL

5.1. Geometric parameters

All parts of the model are modelled using volumetric finite elements. The model is divided into two areas. In the normal area, elements of the concrete core and the external steel

plates are fully fixed to each other, which represents the composite action between these layers. In the area near the partitioning web plate, a contact between the concrete elements and the steel elements is modelled by interface, which allows the slip with the influence of the friction. The load is applied through the edge reinforcing plates according to test setup.

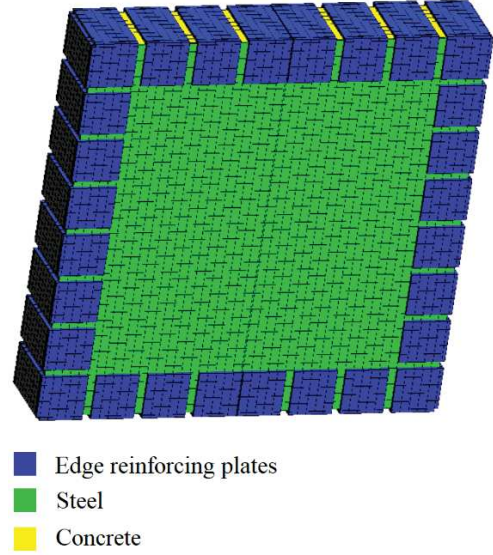


Figure 11 3D numerical model.

5.2. Material parameters

The most basic material parameters of steel (yield stress, Young's modulus) and concrete (compressive strength, tangential stiffness) are taken from experimental measurements. The Poisson's constant was considered as 0.3 for steel and 0.2 for concrete. The rest of parameters, especially for concrete, were chosen to correspond to C40/50 strength class of concrete according to Eurocode 2 (EN 1992-1-1 Eurocode 2, 2002). The material of the edge reinforcing plates is considered as linear elastic with elastic modulus of 210 GPa.

5.3. Boundary conditions

The model is loaded by forces, which are applied on edge surfaces of the edge reinforcing plates. The increments of the load of 100 kPa are applied on every edge reinforcing plate in the direction of the forces, corresponding to pure shear.

Supports of the model should satisfy these conditions. It has to constrain the model enough to avoid instability but has to be released enough to enable extension of the model. According to that, every edge reinforcing plate is supported by plane springs with a stiffness of 1000 MPa in transverse direction of the edge of the model.

6. DISCUSSION

Two phenomena were measured on the numerical model. One was the in-plane shear response of the typical area, that is not affected by the partitioning web plate. The second one was the slip between the concrete core and the partitioning web plate. When these two responses are projected on the shear

force-shear strain diagram, five key moments can be recognized.

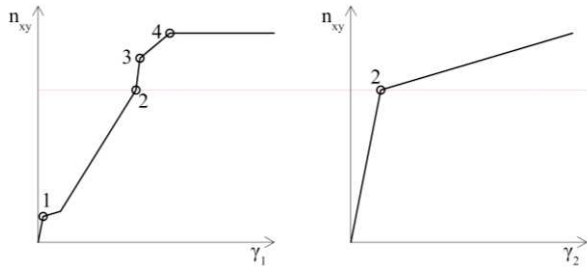


Figure 12 The in-plane shear response caused by the slip on the left, the in-plane shear response of the typical area of the model on the right.

The first one is when the concrete core is cracked in tension.

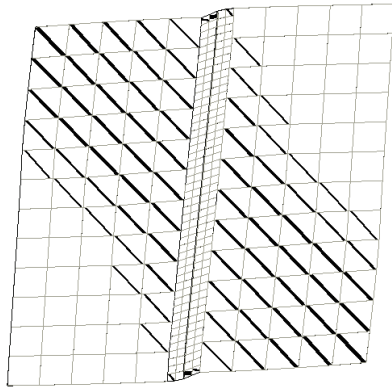


Figure 13 The crack pattern of the numerical model at the first key moment.

The second one is when the external steel plates in the area near the partitioning web plate reach the yield stress.

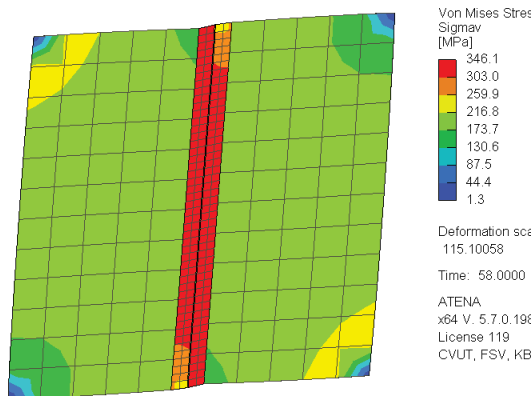


Figure 14 Von Mises stress of the external steel plates at the second key moment.

Since this moment the slip tends to increase faster, while the shear strain of the normal area tends to increase slower. At

this point, the stiffness k of the support of the strut and tie model should change from k_1 to k_2 .

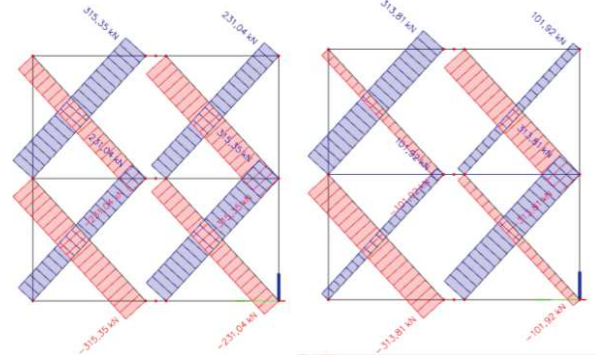


Figure 15 Forces in struts and ties before (on the left) and after (on the right) stiffness k is switched from k_1 to k_2 .

The third moment is when the parts of the external steel plates, which are represented by the ties T_1 in the strut and tie model (see Figure 10), reach the yield stress.

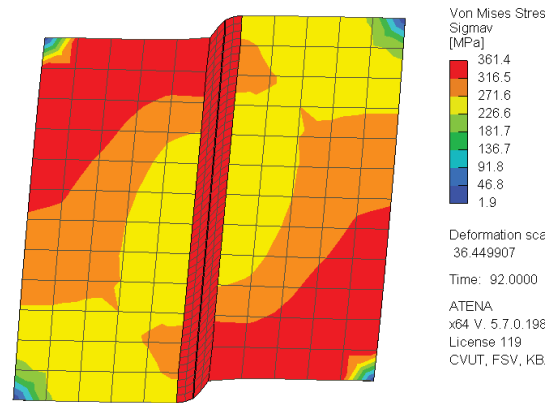


Figure 16 Von Mises stress of the external steel plates at the third key moment.

The ties T_1 are not able to carry any more load increments from this moment.

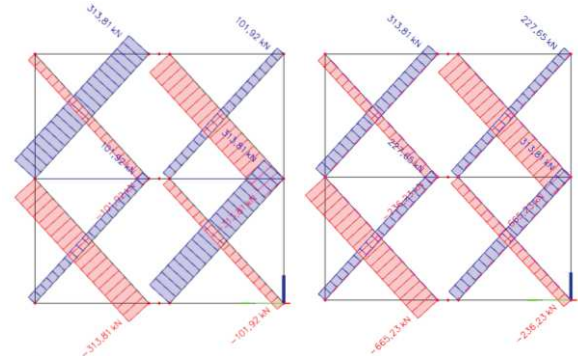


Figure 17 Forces in struts and ties before (on the left) and after (on the right) ties T_1 reach the yield point.

The fourth one is when the parts of the external steel plates, which are represented by the tie T2 in the strut and tie model, reach the yield stress.

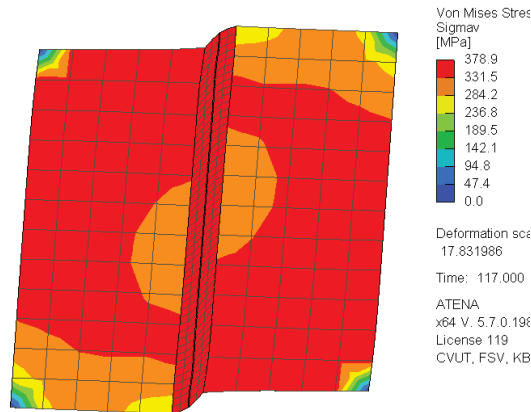


Figure 18 Von Mises stress of the external steel plates at the fourth key moment.

From this moment, the ties T₂ are also not able to carry any more load increments.

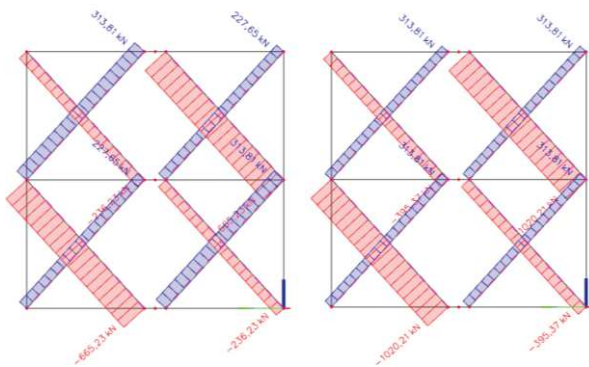


Figure 19 Forces in struts and ties before (on the left) and after (on the right) ties T₂ reach the yield point.

From this moment, struts C₁ and C₂ are the only elements capable of carrying further load increments. The panel collapses when the concrete core (struts C₁) crushes in compression.

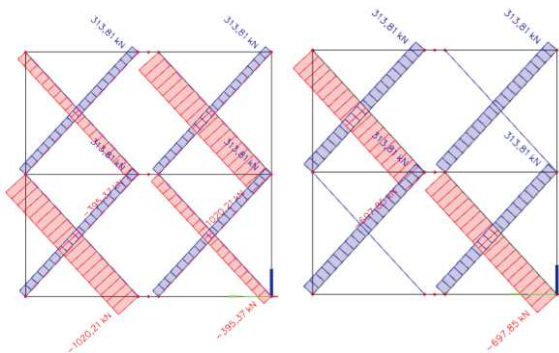


Figure 20 Forces in struts and ties before (on the left) and after (on the right) struts C₁ crush in compression.

7. CONCLUSION

Positive influence of the partitioning web plate on the increase of the ductility of the SCS structure has been demonstrated on two experimental studies. In the last chapter the behavioural mechanism of the SCS sandwich with the influence of the partitioning web plate has been analysed on numerical and strut and tie model. A good analogy can be seen in the behaviour of both models.

Further research of the topic with the aim to calibrate the response of the models will continue. The results will be applicable for the design of SCS sandwich structures with partitioning web plates.

ACKNOWLEDGEMENTS

The research activities were supported by the CTU in Prague internal grant SGS24/041/OHK1/1T/11 Exploring the Relationship between Parametric Model Complexity and Optimization Efficiency in Civil Engineering.

References

- ANSI/AISC N690-18 (2018), Specification for Safety-Related Steel Structures for Nuclear Facilities, American Institute of Steel Construction.
- Ozaki, M., Akita, S., Oosuga, H., Nakayama, T. and Adachi, N. (2004), "Study on Steel Plate Reinforced Concrete Panels Subjected to Cyclic In-Plane Shear", Nuclear Engineering and Design, Vol. 228, pp. 225–244.
- Zhang W., Wang K., Chen Y., Ding Y., (2019) "Experimental study on the seismic behaviour of composite shear walls with stiffened steel plates and infilled concrete", Thin-Walled Structures, Volume 144
- EN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of Concrete Structures—Part I: General Rules and Rules for Buildings. European Committee for Standardization, 2002.

PHD WORKSHOP 2024 – MOŽNOSTI ZPŘESNĚNÍ ÚNAVOVÉHO ZATÍŽENÍ ŽELEZNIČNÍCH MOSTŮ A POPIS ÚNAVOVÉ ZKOUŠKY

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

Příspěvek v první části popisuje možnosti stanovení přesnějšího a výstižnějšího modelu zatížení na únavu pro posuzování železničních mostů na únavu. Při posuzování betonových konstrukcí často dochází k tomu, že konstrukce při posouzení na únavu nevyhovují. Jednou z příčin je právě využívání velkého zatížení pro tento typ posudku. Jednou z možností je právě stanovení příznivějšího modelu pro únavová posouzení, který lépe bude reflektovat skutečné zatížení mostních konstrukcí. V druhé části se příspěvek zabývá popisem a přeběžným vyhodnocením únavové zatěžovací zkoušky předem předpjatého panelu. Jedná se o zkoušku, během níž byl předpjatý panel vystavován cyklickému zatížení čtyřbodovým ohybem, během kterého po několika stech tisících cyklech došlo k porušení. Zde jsou publikovány pouze předběžné výsledky.

KLÍČOVÁ SLOVA

Model zatížení na únavu • Únava betonu • Únavová zatěžovací zkouška • Betonové mosty • Železniční mosty

ABSTRACT

In the first part, the paper describes the possibilities of establishing a more accurate and concise fatigue load model for fatigue assessment of railway bridges. When assessing concrete structures, it is often the case that structures fail in fatigue design. One of the reasons for this is the use of large loads for this type of assessment. One possibility is just to establish a more favourable model for fatigue design that better reflects the actual loads on bridge structures. In the second part, the paper deals with the description and re-evaluation of fatigue loading test of prestressed panel. This is a test in which the prestressed panel was subjected to a cyclic four-point bending load during which failure occurred after several hundred thousand cycles. Only preliminary results are published here.

KEYWORDS

Fatigue load model • Fatigue of concrete • Fatigue load test • Concrete bridges • Railway bridges

1. ÚVOD

Vzhledem k obtížnému stanovování skutečné únavové odolnosti betonových konstrukcí je snahou zpřesňovat stávající postupy a popřípadě i tvořit nové metody pro získání přesnějších výsledků únavové odolnosti betonových konstrukcí. Tyto postupy by měly poskytovat reálnější údaje o chování betonových konstrukcí při cyklickém zatěžování. Příspěvek se zabývá popisem vzniku a představením možnosti stanovení únavového zatěžovacího modelu pro železniční mosty ve formě jedné obecné ekvivalentní soupravy. Tento model by mohl tvořit ekvivalent pro model posuzování mostů na únavu u mostů pozemních komunikací, kde lze s výhodou využít modelu zatížení na únavu 3 (FLM3).

V první části příspěvku je představena obecná (reprezentativní) ekvivalentní vlaková souprava, která reflektuje skutečné zatížení mostních konstrukcí především nákladní dopravou. Dále je představena možnost stanovení redukčního součinitele únavového zatížení, kterým je možno redukovat plné zatížení modelem LM 71 na nižší zatížení o stejném rozložení tohoto modelu LM 71 pro využití posouzení konstrukce na únavu. Obě doporučení jsou založena na statistickém vyhodnocení skutečných vlakových souprav pohybujících se na mostech v České republice. Vyhodnocení je založeno na skutečném zatížení a délce jednotlivých vlakových souprav a jejich lokomotiv a vagonů. V rámci zpracování poskytnutých výsledků bylo vyhodnoceno několik tisíc vlakových souprav na celkem šesti mostech v České republice. Na základě obsáhlého vyhodnocení byla stanovena obecná ekvivalentní vlaková souprava, která reprezentuje skutečné zatížení mostních konstrukcí.

Druhá část příspěvku se zabývá popisem a předběžným vyhodnocením únavové zatěžovací zkoušky pomocí Wöhlerových křivek. Metoda přímého využití je v příspěvku popsána především z hlediska konkrétního využití přímo pro provedení experimentu únavové odolnosti betonového předpjatého panelu SPIROLL. V této části

* Školitel: doc. Ing. Iva Broukalová, Ph.D.

příspěvku je popsán návrh a posouzení tohoto panelu včetně posouzení únavové odolnosti a výpočtu předpokládaného počtu cyklů do porušení. Dále zde je popsán předpokládaný postup průběhu experimentu včetně vypočtených vnitřních sil a napětí, které se v panelu vyskytovali.

2. NÁVRH OBECNÉ EKVIVALENTNÍ VLAKOVÉ SOUPRAVY

První část příspěvku se zabývá popisem a představením obecné ekvivalentní vlakové soupravy, která může být následně využita pro únavové posouzení mostních konstrukcí.

Návrh obecné ekvivalentní vlakové soupravy byl proveden na základě vyhodnocení velkého množství dat poskytnutých Správou železnic, s.o. [5] Jedná se data o skutečných vlakových soupravách vyskytujících se na železniční síti České republiky. Data byla vždy měřena během jednoho měsíce pro všechny vlakové soupravy. U všech mostů se dle informací správce jedná o reprezentativní zatížení dané mostní konstrukce. Celkem byla zatížení vlakovými soupravami měřena na šesti mostech s traťovou třídou D4. Jedná se o následující mosty:

- Most přes ulici Chodovská v Praze
- Most v Ostravě – kolej číslo 1
- Most v Ostravě – kolej číslo 2
- Most v Přerově
- Most přes Rokytka v Praze – kolej číslo 1
- Most přes Rokytka v Praze – kolej číslo 2

Dále byla data poskytnuta ještě pro jeden mostní objekt u Leskovic v okrese Pelhřimov. Data z tohoto mostu nebyla do stanovování obecné ekvivalentní vlakové soupravy zahrnována z důvodu zcela odlišné traťové třídy trati, kterou most převádí. Data by zahrnutím výsledků i z této mostní konstrukce byla značně ovlivněna.

2.1. Popis měřených mostních konstrukcí

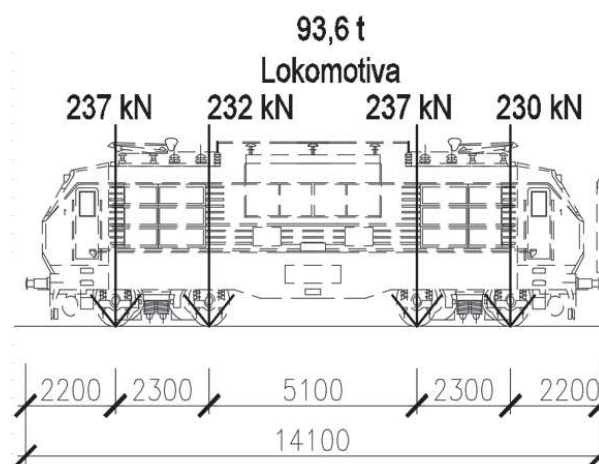
Měření probíhalo na betonových mostních konstrukcích. Všechny konstrukce jsou realizovány jako prostá pole (i konstrukce o více polích). Jedná se o stávající mostní konstrukce z období realizace mezi lety 1960-1980. Všechny tyto mostní konstrukce jsou realizovány jako podélné prefabrikované nosníky (např. KA-73, KDP 15, KT, I atd.). Prefabrikáty jsou na mostech celkem buď dva nebo čtyři v závislosti na šířkovém uspořádání každé mostní konstrukce. Rozpětí mostů se pohybuje v rozmezí 14,8 m – 33,0 m. [6]

2.2. Princip návrhu zatěžovacího modelu obecné ekvivalentní vlakové soupravy FLM71

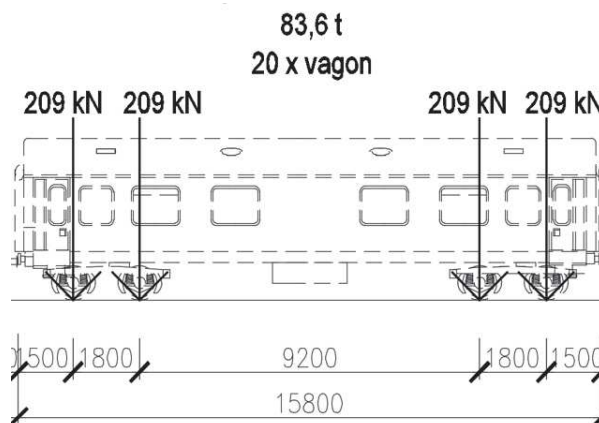
U měřených vlakových souprav bylo zaznamenáváno rozložení vlakové soupravy, tzn. počet lokomotiv a vagonů, vzdálenosti mezi jednotlivými nápravami a dvojkolími a zatížení každé nápravy. Ze změřených průjezdů všech vlakových souprav, jejich rozložení a zatížení, kterých bylo u každé mostní konstrukce během jednoho měsíce přibližně 500 – 800 bylo snahou pro každou tuto mostní

konstrukci stanovit její reprezentativní vlakovou soupravu a z těchto reprezentativních vlakových souprav byla v závěru stanovena jedna obecná reprezentativní vlaková souprava FLM71 odpovídající traťové třídě D4.

Návrh jednotlivých ekvivalentních vlakových souprav byl proveden pro charakteristickou kombinaci, a tedy pro 95 % kvantil pomocí statistických metod. [4] Tímto způsobem byla stanovena každá veličina vlakové soupravy, tzn. počet vagonů, rozpození dvojkolí a náprav a především zatížení na jednotlivé nápravy. Následně byla z jednotlivých ekvivalentních vlakových souprav vytvořena jedna obecná ekvivalentní vlaková souprava. Lokomotiva obecné ekvivalentní metody je zobrazena na obr. 1 a jeden reprezentativní vagon je zobrazen na obr. 2.



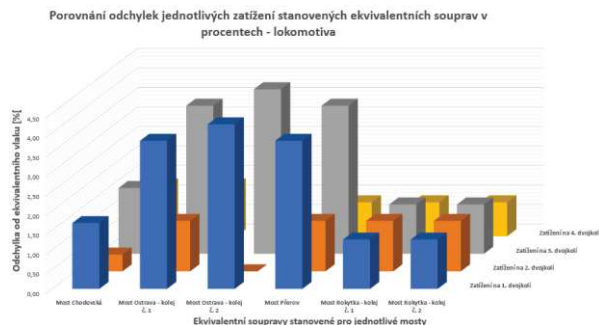
Obrázek 1: Navržená lokomotiva pro ekvivalentní vlakovou soupravu



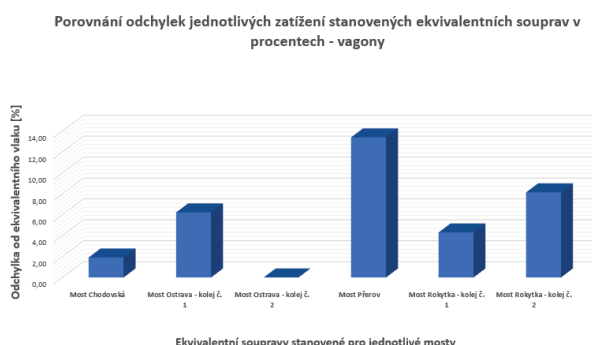
Obrázek 2: Jeden reprezentativní vagon ekvivalentní vlakové soupravy

Z obr. 1 a obr. 2 je vidět, že navržená ekvivalentní vlaková souprava má jednu lokomotivu a 20 vagonů. Zatížení i vzdálenosti jako určovány bezpečně pro 95 % kvantil, který odpovídá charakteristické kombinaci zatížení. Pro verifikaci navrženého řešení modelu zatížení obecné ekvivalentní soupravy FLM71 byly výsledky navržené soupravy ověřeny s jednotlivými reprezentativními soupravami jednotlivých mostů. Ověření bylo provedeno jak pro vzdálenosti, tak pro zatížení na nápravy. Na obr. 3 a obr. 4 jsou znázorněny

v grafech odchylky navržené obecné ekvivalentní vlakové soupravy od jednotlivých reprezentativních souprav jednotlivých mostů. Odchylky jsou znázorněny v procentech.



Obrázek 3: Porovnání odchylek zatížení lokotiv ekvivalentních souprav mostů s lokomotivou dle obecné ekvivalentní soupravy [%]



Obrázek 4: Porovnání odchylek zatížení lokotiv ekvivalentních souprav mostů s lokomotivou dle obecné ekvivalentní soupravy [%]

Z grafů je patrné, že maximální odchylka zatížení náprav u jednotlivých ekvivalentních souprav mostů od navržené obecné ekvivalentní vlakové soupravy se u lokomotivy pohybuje v rozmezí 0 – 4,5 % a u vagonů se odchylka pohybuje v rozmezí 0 – 12,2 %. Model zatížení na únavu FLM71 pro železniční mosty tímto tvoří ekvivalent k modelu zatížení na únavu FLM3 pro posuzování mostů pozemních komunikací na únavu. Z uvedených výsledků výzkumu je patrné, že odchylka není vysoká a je možné navržený model zatížení FLM71 pro únavové posouzení železničních mostních konstrukcí s výhodou využít.

2.3. Využití modelu zatížení FLM71

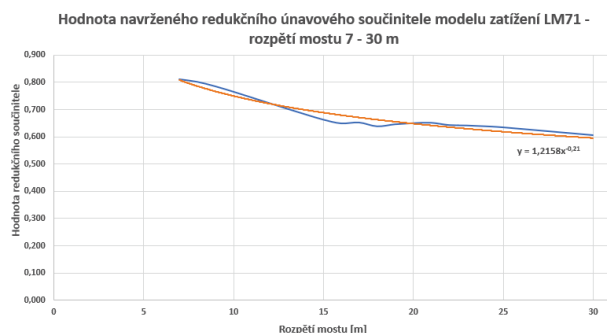
Předpoklad využití modelu zatížení na únavu FLM71 pro posuzování železničních mostů na únavu se předpokládá například při využití zjednodušených metod místo dosud využívané časté kombinace statického zatížení. Hlavní využití navrženého modelu FLM71 se předpokládá u metod využívajících ekvivalentního rozkmitu napětí, kde u některých posouzení buď není jasné, jaké zatížení se má využívat nebo se využívá statického modelu LM71, který se jeví jako zbytečně přísný pro posuzování únavy betonu. Obecně lze model využít i pro posouzení pomocí Palmgren-Minerova pravidla. Výhodou modelu FLM71 je především významná redukce pracnosti stanovení únavových účinků od zatížení např. při využití ekvivalentních metod a

stanovování ekvivalentního zatížení nebo využívání kombinace vlakových souprav dle přílohy D ČSN EN 1991-2.

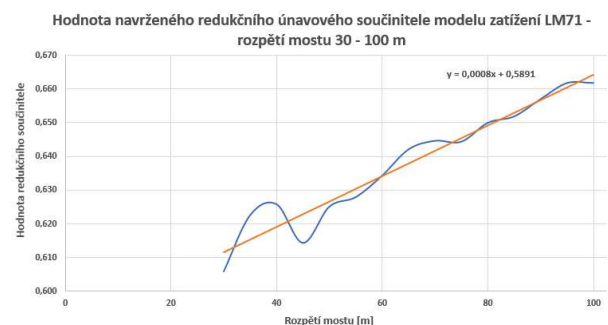
3. VYUŽITÍ REDUKČNÍHO SOUČiniteLE ÚNAVOVÉHO ZATÍŽENÍ

Redukční součinitel je obdobně jako model zatížení FLM71 uvedený v kap. 2.2 stanoven na základě měření průjezdu vlakových souprav na mostních konstrukcích uvedených v kap. 2. Snahou pro stanovení redukčního součinitele únavového zatížení „ β “ je získání hodnoty redukčního součinitele, která odpovídá poměru únavového a statického zatížení od modelu zatížení LM71. [7] Redukční součinitel pak bude možné stanovit pouze v závislosti na rozpětí mostní konstrukce a bude jím možné přenásobit v případě staticky neurčitých konstrukcí hodnoty zatížení statického modelu LM 71 a v případě staticky určitých konstrukcí by jím bylo možné přenásobit rovnou účinky zatížení. Opět je tedy navržena úprava výpočtu únavového zatížení výrazně méně pracnější než dosud využívané postupy. [4]

Postup je stanoven pro rozpětí mostních konstrukcí 7 - 100 m. Redukční součinitel se pohybuje v rozmezí hodnot 0,6 – 0,8. Průběh vývoje redukčního součinitele je znázorněn v grafech na obr. 5 a obr. 6.



Obrázek 5: Vývoj redukčního součinitele únavového zatížení pro rozpětí mostu 7 – 30 m [-]



Obrázek 6: Vývoj redukčního součinitele únavového zatížení pro rozpětí mostu 30 – 100 m [-]

Z grafů na ob. 5 a obr. 6 je vidět, že maximální hodnoty redukční součinitele únavového zatížení dosahuje pro rozpětí mostní konstrukce 7 m. Modrou čarou je v grafech skutečný stanovený průběh redukčního součinitele únavového zatížení. Oranžovou čarou je pak grafem proložena regresní křivka.

Porušení celého panelu, při kterém byla ukončena únavová zatěžovací zkouška, je zobrazeno na *obr. 11*.



Obrázek 11: Fotografie při kolapsu nasníku a ukončení únavové zatěžovací zkoušky[8]

5. ZÁVĚR

Příspěvek v první části nabízí dvě možnosti stanovení (redukce) únavového zatížení.

První možností je využití obecné ekvivalentní vlakové soupravy, která byla stanovena a verifikována pro několik mostních konstrukcí, na nichž byla měřena data průjezdů všech vlakových souprav během jednoho měsíce. Tato data tvoří reprezentativní složku zatížení každého z daných mostů. Jedná se o model zatížení na únavu FLM71, který je možné využít pro stanovování ekvivalentních únavových účinků zatížení na posuzované konstrukce.

Druhou možností je využití redukčního součinitele únavového zatížení „ β^* “, kterým je možné přenásobit zatížení od plného statického modelu LM71 (účinky zatížení tohoto modelu u staticky určitých konstrukcí).

Výhodou obou metod je velmi snížená pracnost získání odpovídajících účinků zatížení na mostní konstrukce pro posouzení těchto konstrukcí na únavu.

Druhá část příspěvku se zabývá popisem návrhu a předběžným vyhodnocením provedené únavové zatěžovací zkoušky betonového předpjatého panelu SPIROLL. Důvodem pro provedení zkoušky je ověření použití metody přímého využití Wöhlerových křivek na základě množství získaných experimentálně stanovených dat od dalších autorů zabývajících se chováním betonu při cyklickém zatěžování. Zkouška proběhla úspěšně až do kolapsu konstrukce. Ke kolapsu konstrukce došlo při hodnotě zatížení v lisu 292 kN. Vypočtená předpokládaná hodnota kolapsu konstrukce byla stanovena na hodnotu v lisu přibližně 313 kN, tzn. rozdíl je přibližně 7 %.

PODĚKOVÁNÍ

Práce vznikla za podpory SGS 2023 a i nadále pokračuje. Dále je poděkování věnováno doc. Ing. Ivě Broukalové, Ph.D., doc. Ing. Marku Foglarovi, Ph.D. a doc.

Ing. Romanu Šafářovi, Ph.D. za jejich odborné vedení a užitečné rady při zpracování této práce.

Reference

- [1] Hansen, M. *Determination and assessment of fatigue stresses on concrete bridges*, *Structural Concrete*, 21(4), 2020, pp. 1286–1297. doi: 10.1002/suco.201900432
- [2] MIKLAS, P. *Zpřesnění pro úpravu stávajících postupů posuzování betonu na únavu*, pp 106-110 ISSN 1805-0638
- [3] PAYMAN, A., SZYMANSKI, M. *Fatigue in Plain Concrete*, Göteborg, 2006
- [4] MIKLAS, P. *Recommendations for modifying concrete fatigue assessments*. *Young Engineers Colloquium Dresden 2023, IABSE Colloquium, 2023*, pp 14-15 ISBN 978-3-85748-193-2.
- [5] Správa železnic, s.o., *Podklady přejezdů jednotlivých vlakových souprav přes měřené mosty*
- [6] Správa železnice, s.o., *Archivní dokumentace měřených mostů*
- [7] ČSN EN 1991-2 *Eurokód 1: Zatížení mostů dopravou*
- [8] SVÚM, a.s., *Výzkumné a testovací centrum materiálů*
- [9] Prefa Praha, a.s., *Prefabrikovaný předpjatý panel PSP200*

OBLOUKOVÉ NADJEZDY NA ÚSEKU DÁLNIČE D3 0311

Martin Neradilek,*

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

ABSTRAKT

Príspevok popisuje dvojici obloukových železobetonových nadjezdů na úseku dálnice D3 0311 Třebonín – Kaplice nádraží, které byly autorem projektovány v průběhu doktorského studia. Jedná se o zcela integrovaný most SO 209 a semintegrovaný most SO 212. První část příspěvku se zaměřuje na základní popis konstrukcí a podrobněji představuje hlavní části mostů, kterými je založení, spodní stavba a nosná konstrukce včetně jejich postupu výstavby. Druhá část se týká statické analýzy mostů se zaměřením na redukci tuhosti průřezů vlivem trhlin od nesilových účinků u integrovaných a semiintegrovaných mostů, která úzce souvisí s tématem autorovy disertační práce.

KLÍČOVÁ SLOVA

Obloukový most • Integrovaný most • Dálniční nadjezd
• Redukce tuhosti • Trhliny v železobetonu

ABSTRACT

The paper describes a pair of arch reinforced concrete overpasses on the section of the D3 highway 0311 Třebonín – Kaplice nádraží, both were designed by the author during his doctoral studies. First one is a fully integral bridge SO 209 while the second a semi-integral bridge SO 212. The first part of the paper focuses on the basic description of both structures and a more detailed presentation of the main parts, such as the foundations, substructure and superstructure, including the construction process. The second part concerns the structural analysis of bridges with a focus on the reduction of cross-section stiffness due to cracks from secondary effects in integral and semi-integral bridges, which is closely related to the topic of the author's dissertation.

KEYWORDS

Arch bridge • Integral bridge • Highway overpass • Stiffness reduction • Cracks in reinforced concrete

1. ÚVOD

Začátkem roku 2022 byla zhotovitelem Metrostav Infrastructure zahájena výstavba úseku dálnice D3 0311 Třebonín – Kaplice nádraží. Tento úsek je předposlední částí budované dálnice mezi Českými Budějovicemi a Rakouskem a již v druhé polovině roku 2024 by mělo dojít k jeho uvedení do provozu.

Príspevok popisuje dvojici obloukových železobetonových nadjezdů, které jsou součástí tohoto budovaného úseku dálnice D3. Mosty převádí pozemní komunikace s volnou šířkou 5,0 m přes trasu dálnice v místě hlubokého zářezu ve skalních a poloskalních horninách. Rozpětí hlavního obloukového pole je u obou mostů více než 40 m a celková délka mostů přes 60 m.

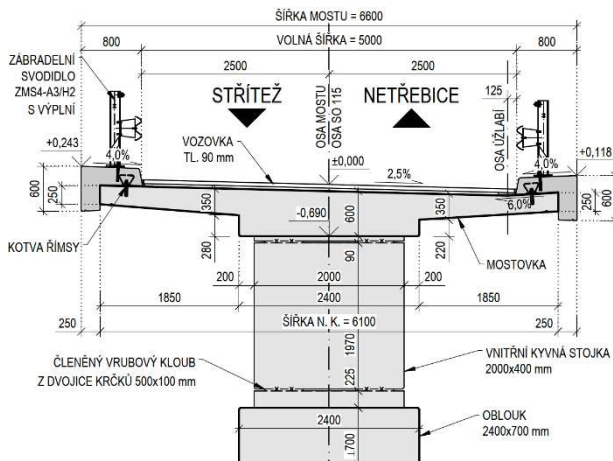
2. ZÁKLADNÍ ÚDAJE

2.1. Integrovaný most SO 209

Most převádí účelovou místní komunikaci mezi obcemi Stráž a Netřebice. Volná šířka mostu je 5,0 m a příčný sklon je 2,5%. Most je navržen jako kolmý a nachází se směrově v přímé a v konstantním podélném sklonu 4,4%.

Celková délka mostu je 67,55 m. Konstrukce je železobetonová a je tvořena plošnými základy, obloukem, svislými stojkami, mostovkou a krajními opěrami založenými na pilotách se zúženým dříkem. Rozpětí oblouku je 42 m a vzepětí 5,525 m (L/7,6). Rozpětí jednotlivých polí mostovky je 5,80 m + 6,40 m + 7,20 m + 15,70 m (spojení s obloukem) + 8,40 m + 8,20 m + 9,30 m.

Oblouk je navržen jako dvoukloubový s konstantním obdélníkovým průřezem o rozměrech 700x2400 mm. Vnitřní i vnější stojky mají obdélníkový průřez o rozměrech 400x2000 mm. Vnitřní stojky jsou navrženy jako kyvné a vnější stojky jsou vetknuté do základů a s mostovkou jsou spojeny vrubovým kloubem. Mostovku tvoří železobetonový trám výšky 600 mm s šířkou 2400 mm a vyloženými konzolami s proměnnou tloušťkou 250-350 mm délky 1850 mm. Celková šířka mostovky je 6,1 m. Všechny části nosné konstrukce jsou navrženy z betonu C40/50.



Obrázek 1: Příčný řez mostu SO 209 [2]

Mostní svršek je tvořen izolačním souvrstvím, železobetonovými římsami šířky 800 mm se zábradelním svodidlem a dvouvrstvou vozovkou tloušťky 85 mm. Po podrobném hydrotechnickém posouzení šířky rozlité byl oproti zadávací dokumentaci odebrán podélný svod odvodnění a mostní odvodňovače.

Most je odvodněn příčným a podélným sklonem za opěru (bez trubního odvodnění) a celkem sedmi trubičkami pro odvodnění izolace. Jedná se o zcela integrovanou konstrukci bez mostních ložisek a závěrů.

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

2.2. Semiintegrovaný most SO 212

Most převádí polní cestu mezi obcemi Mojné a Skřídla. Volná šířka mostu je 5,0 m a příčný sklon je 3,0%. Most je navržen jako kolmý a nachází se směrově v přímé a v konstantním podélném sklonu 2,5%.

Celková délka mostu je 64,51 m. Konstrukce je železobetonová a je tvořena plošnými základy, obloukem, svislými stojkami a mostovkou se zavešenými křídly uloženou přes elastomerová ložiska na plošně založenou opěru.

Rozpětí oblouku je 42,25 m a vzepětí 4,3 m (L/9,8). Rozpětí jednotlivých polí mostovky je 7,50 m + 7,00 m + 7,00 m + 18,41 m (spojení s obloukem) + 6,50 m + 6,50 m + 6,00 m.

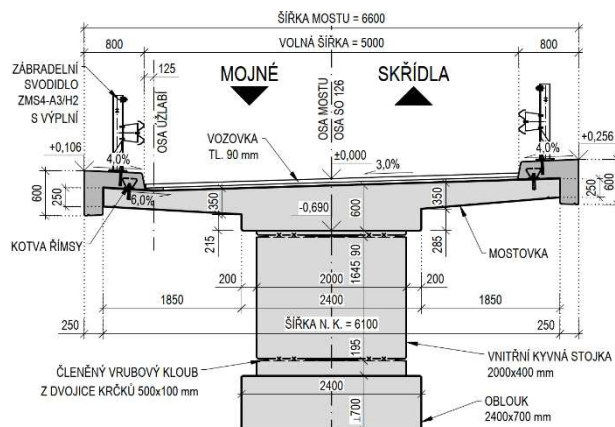
V rámci RDS došlo ke tvarovému sjednocení s objektem SO 209, které spočívalo v nahrazení proměnné tloušťky oblouku konstantním průřezem a změnou šikmých vzpěr na dvojici svislých stojek.

Založení bylo změněno z původního uložení opěr na asfaltové pásy proložené vrstvou grafitu na semiintegrované řešení, u kterého je příčník mostovky tuze spojen s křídly a přes všesměrně posuvná elastomerová ložiska je uložen na plošně založenou železobetonovou opěru.

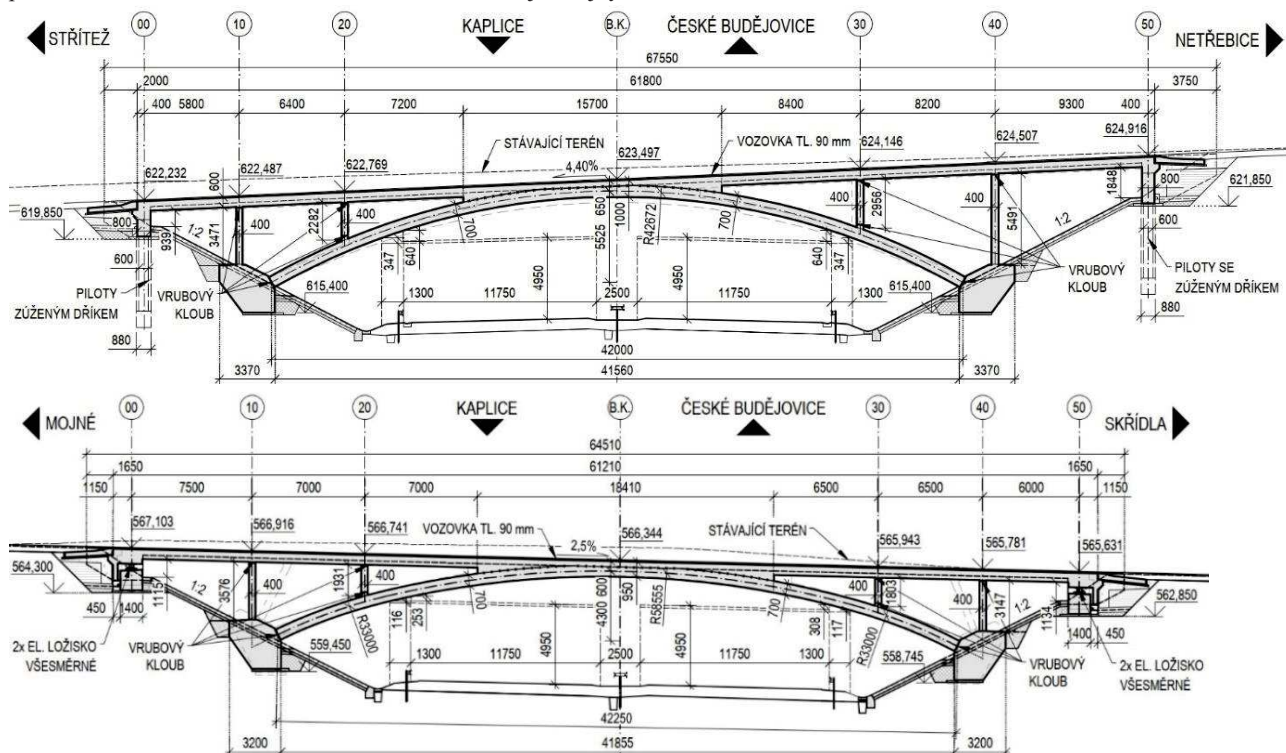
Oblouk je navržen jako dvoukloubový s obdélníkovým průřezem o rozměrech 700x2400 mm. Vnitřní i vnější stojky

mají obdélníkový průřez o rozměrech 400x2000 mm se shodným uspořádáním vrubových kloubů jako u SO 209.

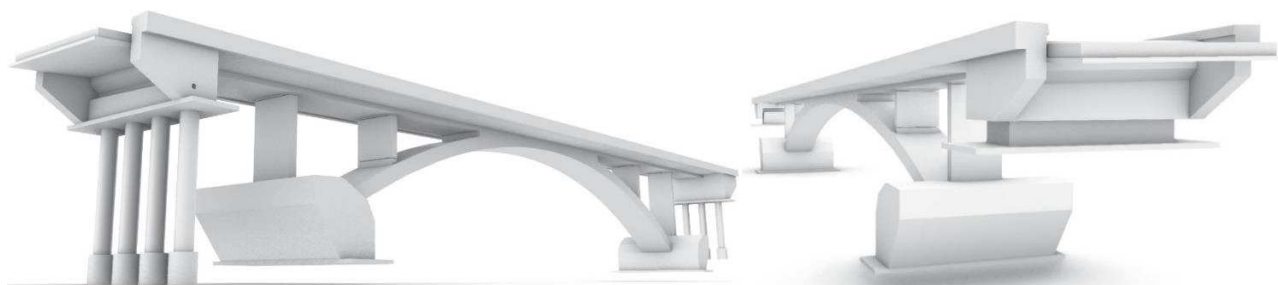
Mostovka je taktéž shodná s objektem SO 209 s jediným rozdílem, kterým je větší příčný sklon 3,0%. Všechny části nosné konstrukce jsou navrženy z betonu C40/50. Mostní svršek a vybavení včetně odvodnění je taktéž sjednoceno s objektem SO 209.



Obrázek 2: Příčný řez mostu SO 212 [2]



Obrázek 3: Podélné řezy - nahoře SO 209, dole SO 212 [2]



Obrázek 4: Prostorové modely mostů - vlevo SO 209, vpravo SO 212 [2]

3. ZALOŽENÍ A SPODNÍ STAVBA

3.1. Most SO 209

Založení oblouku je plošné na masivních železobetonových základech šířky 6,6 m se šikmou základovou spárou spočívající na skalním podloží tvořeném rulami kategorie R2-R4.

Opěry jsou založeny na jedné řadě pilot se zúženým dřikem, který umožňuje dilatace konců mostu bez vzniku nadměrného namáhání vlivem smršťování betonu a teplotních změn. a Piloty jsou vetknuty do skalního podloží na délku 1,0 m a zbývajících 4,5 m dřiku je zúženo pomocí ztraceného polystyrenového bednění, které bylo uloženo do vrtu společně s armokošem a umožňuje podélné posuny pilot. S ohledem na tlak čerstvého betonu musel být polystyren vyztužen plechovými pásy.



Obrázek 5: Piloty se ztraceným bedněním z EPS [3]

Dřík opěry má tloušťku 0,8 m je monoliticky propojen s mostovkou a rovnoběžnými zavěšenými křídly tloušťky 0,5 m.

Spodní stavbu dále tvoří dvojice vnějších stojek vetknutých do základových bloků oblouku. Průřez stojek je obdélník o rozměrech 2000x400 mm. U spojení s mostovkou jsou pro snížení vodorovné tuhosti navrženy vrubové klouby.

Plocha vrubového kloubu je s ohledem na malé přetížení redukována a kloub je navržen jako členěný z dvojice krčků o rozměrech 500x100 mm. Mezera mezi krčky je vyplněna polystyrenem.



Obrázek 6: Dokončená spodní stavba mostu SO 209 [3]

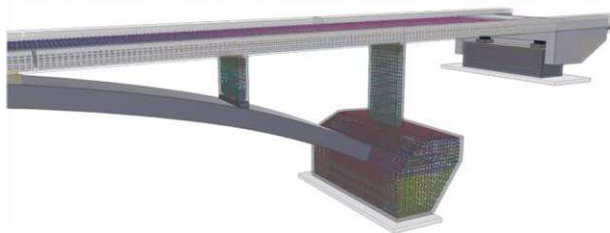
3.2. Most SO 212

S ohledem na rozdílné geologické podmínky a řešení ze zadávací dokumentace jsou krajní opěry obou mostů řešeny různým způsobem. Založení patek oblouku je u obou objektů shodné na masivních plošných železobetonových základech.

Most SO 212 byl v zadávací dokumentaci s ohledem na předpokládanou vyšší úroveň skalního podloží založen plošně na kluzné spáře tvořené mletým grafitem obaleným asfaltovými pásy. Toto řešení bylo v RDS s ohledem na nejistoty v působení a životnosti nahrazeno přidáním elastomerových ložisek a semiintegrováním zakončením mostu bez mostních závěrů.

Koncový příčník nesoucí křídla, plentovací zídky a přechodovou desku je na plošně založené opěry uložen pomocí čtveřice elastomerových ložisek. Zcela integrované řešení s poddajnými pilotami v tomto případě nebylo možné s ohledem na vyšší úroveň obtížně vrtatelného skalního podloží.

Tento detail byl inspirován mosty v Norsku. Koncový příčník se zavěšenými prvky je výhodný i ze statického hlediska, protože tento typ mostů s lehkou trámovou mostovkou je vlivem deformace oblouku při ochlazení a smršťování náchylný na zvedání ložisek, ke kterému díky přetížení nebude docházet.



Obrázek 7: Semiintegrované zakončení mostu SO 212 [3]

Spodní stavba byla v RDS funkčně i vzhledově sjednocena u obou objektů na dvojice svislých stojek, které u tohoto objektu nahradily šikmé stojky se spodními vrubovými klouby navržené v zadávací dokumentaci.



Obrázek 8: Dokončená spodní stavba mostu SO 212 [3]

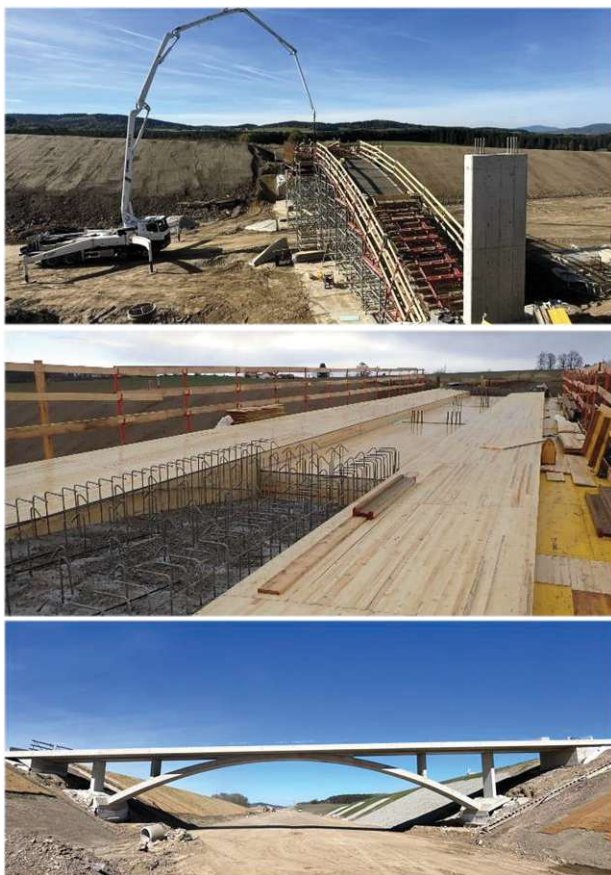
4. NOSNÁ KONSTRUKCE

4.1. Most SO 209

Nosná konstrukce se skládá z oblouku s vrubovými klouby v patách, dvojice vnitřních kyvných stojek a mostovky. Oproti zadávací dokumentaci došlo k úpravě geometrie oblouku a navýšení vzepětí vlivem většího zapuštění oblouku do mostovky, které bylo možné s ohledem na zvolený postup výstavby. Po zhodnocení několika tvarů střednice oblouku byla s ohledem na malé rozdíly vnitřních sil zvolena střednice ve tvaru kružnice o konstantním poloměru 42,67 m.

Dle podrobnějšího statického posouzení došlo ke zvětšení výšky průřezu oblouku z 600 mm na 700 mm a průřez mostovky byl sjednocen s mostem SO 212 na trám výšky 600 mm z původních 700 mm. Změnou tloušťek prvků došlo zároveň ke zdůraznění hlavního nosného prvku a bylo dosaženo celkového snížení nákladů na beton i výztuž nosné konstrukce.

Vnitřní stojky jsou v hlavě s mostovkou a v patě s obloukem spojeny vrubovými klouby, aby do nich nebylo vnášeno ohybové namáhání od silových i nesilových účinků konstrukce.



Obrázek 9: Most SO 209 během výstavby nosné konstrukce

Pro zamezení poklesů přechodové oblasti a trhlin ve vozovce byly navrženy opatření dle TP 261. Na opěry navazují vlečené přechodové desky délky 3,0 m. Ve vozovce je navržena řezaná spára 30/10 mm. Vozovka je v místě konců mostu vyztužena geomříží dle TP 115 uloženou pod obrusnou vrstvou.

4.2. Most SO 212

Stejně jako u spodní stavby došlo i u nosné konstrukce ke sjednocení tvaru prvků a polohy vrubových kloubů s mostem SO 209. Oproti průřezu proměnné tloušťky byl navržen konstatní průřez oblouku výšky 700 mm.

Střednice oblouku má tvar kružnice o složených poloměrech. Poloměr je ve střední části 58,55 m a v krajních částech se za kyvnými stojkami zmenšuje na 33,00 m pro zvýšení vzepětí při zachování průjezdného prostoru.



Obrázek 10: Most SO 212 Během výstavby nosné konstrukce

Na semiintegrované konce nosných konstrukcí navazují přechodové desky. Přejed vozovky je s ohledem na kryt z recyklovaného materiálu mimo most navržen pomocí pruhu z žulových kostek do šterkopískového lože se spáry vyplněnými asfaltovou záplivkou.

5. POSTUP VÝSTAVBY

Pro výstavbu obou mostů byla zvolena prostorová pevná skruž firmy PERI. Postup výstavby nosné konstrukce je rozdělen na 3 základní části.

V první fázi proběhne výstavba skruže a bednění oblouku, po které bude následovat samotná betonáž do úrovně šikmé pracovní spáry s mostovkou. Betonáž musí probíhat symetricky od obou krajních částí oblouku směrem ke středu rozpětí. Společně s obloukem budou betonovány části vnitřních stojek P20 a P30 pod spodními vrubovými klouby.

V druhé fázi proběhne betonáž stojek P20 a P30 včetně horních vrubových kloubů. Kyvné stojky je s ohledem na jejich spodní vrubové klouby nutné podpírat dočasnými vzpěrmi až do doby spojení s mostovkou. V poslední fázi bude betonována trémová mostovka společně s příčnicí a částmi křídel či celým semiintegrováním zakončením mostu.

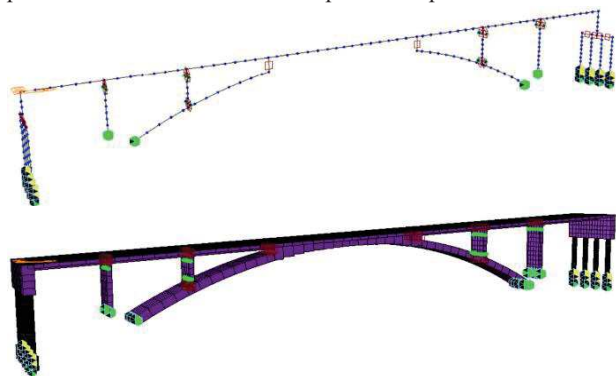
Odkružení celé konstrukce probíhalo v jedné fázi a skruž oblouku byla ponechána až do doby dostatečného zatuhnutí později betonované mostovky. Oblouk v žádné fázi výstavby

před odskrúžením nebyl samosný. Tímto postupem bylo zajištěno přerozdělení obloukové normálové síly rovnoměrně do celého spřaženého průřezu v místě spojení oblouku a mostovky. Pokud by byl oblouk odskrúžen před betonáží mostovky, musel by být jeho oslabený průřez ve středu rozpětí schopen přenést namáhání od vlastní tíhy i čerstvého betonu mostovky.

Pracovní spára mezi obloukem a mostovkou kopíruje tvar oblouku až do místa, kde protíná hranu konzoly trámu. Dále pokračuje v úrovni hrany konzoly trámu v příčném sklonu odpovídajícím hornímu povrchu mostovky. Tato poloha se ukázala jako nejvhodnější z hlediska provádění bednění a tvarů výztuže. Poloha je vhodná i ze statického hlediska, protože v žádném místě nevzniká svislá pracovní spára a zároveň výška průřezu oblouku před spřažením s mostovkou byla stále dostatečná pro bezproblémové přenesení namáhání, které vznikalo při deformaci skruže vlivem betonáže mostovky.

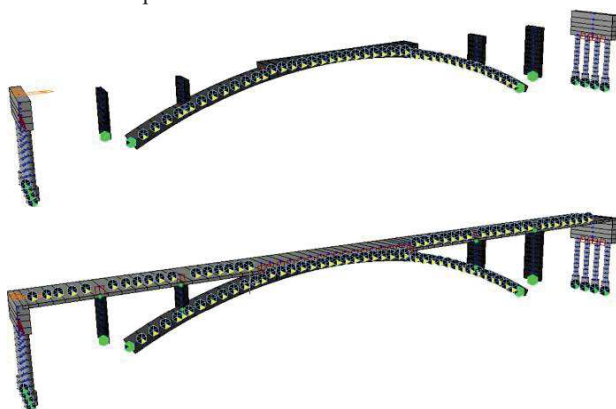
6. STATICKÁ ANALÝZA

Statická analýza mostů byla provedena pomocí prostorových prutových a deskostěnových modelů v programu Midas Civil. Globální model konstrukce pro posouzení jednotlivých konstrukčních prvků a průřezů byl doplněn modelem pro stabilitní analýzu, kontrolním modelem pro fázovanou výstavbu příčného řezu a deskostěnovým modelem pro stanovení efektivních šířek a posouzení příčného směru.



Obrázek 11: Výpočetní modely mostu SO 209 [2]

Založení oblouku na skalním podloží bylo uvažováno jako tuhé. Dřík pilot byl podepřen ve svislém směru tuze a ve vodorovném směru pružně dle modulu k_h . Zúžený dřík nebrání příčným deformacím ani nemůže působit plášťovým třením. Ve výpočetním modelu proto nemá žádné podpory. U objektu SO 212 byl model řešen shodným způsobem pouze s uložením opěr na všesměrně posuvná ložiska.



Obrázek 12: Výpočetní model s rozdělením fází průřezu [2]

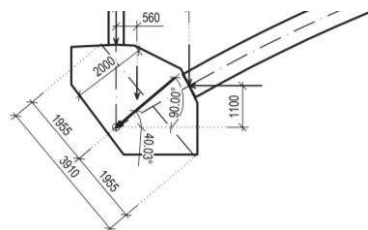
Pro kontrolu globálního modelu byl vytvořen podrobný model zohledňující postupnou výstavbu příčného řezu v místě spojení oblouku a mostovky. S ohledem na to, že oblouk nebyl odskrúžen před betonáží mostovky, byl rozdíl mezi modely zanedbatelný a byl dán pouze diferenčním smršťováním vlivem rozdílného stáří betonu v době spojení. Tento jev by však bylo nutné zohlednit v případě dřívějšího odskrúžení oblouku, které by znamenalo distribuci obloukové normálové síly od vlastní tíhy oblouku a mostovky pouze do spodní části průřezu.

6.1. Založení mostu

Oblouk byl založen plošně na skalním podloží. S ohledem na nízké vzepětí bylo důležité zachytit významnou vodorovnou složku reakcí. Šikmá základová spára byla navržena tak, aby byla kolmá na výslednici reakci z vnější stojky a oblouku.

Na základě vypočteného kontaktního napětí byla projektovou dokumentací předepsána minimální požadovaná únosnost a kategorie hornin základové spáry.

U základu P10 mostu SO 212 nebyly v úrovni základové spáry zastíženy požadované horniny a bylo nutné prohloubit výkopy na zdravou horninu tvořenou rulami. Nadbytečný výkop byl vyplněn plombou z prostého betonu.



Obrázek 13: Schéma pro posouzení základové spáry [2]

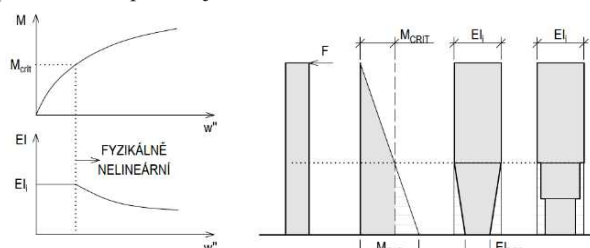
6.2. Redukce tuhosti vlivem trhlin v železobetonu

V mezních stavech únosnosti lze dle ČSN EN 1992-1-1 čl. 5.4 pro stanovení účinků teplotních deformací, sedání podpor a smršťování redukovat tuhosti průřezů na tuhosti odpovídající průřezu s trhlínami bez tahového zpevnění, čímž dojde ke zvýšení poddajnosti a zmenšení ohybového namáhání.

V mezním stavu použitelnosti však článek požaduje zohlednění tahového zpevnění, které dle poměru působícího momentu a momentu na mezi vzniku trhlin určuje mezilehlé stavy mezi průřezem bez trhlin a zcela potrháním průřezem.

Doslovná aplikace normy by vedla s ohledem na velký počet zatěžovacích stavů a průřezů k podrobné nelineární analýze, která by zohledňovala pro každou kombinaci zatížení a každý prvek modelu redukce tuhostí dle působících vnitřních sil, což by pro běžnou projekční praxi byla značná komplikace.

Podstatou tohoto fyzikálního jevu je skutečnost, že u rámových konstrukcí vznikají významné vnitřní síly od nesilových zatížení. Velikost těchto sil při lineárně pružném výpočtu s tuhostí prvků odpovídající plnému betonovému průřezu často přesahuje mez vzniku trhlin.

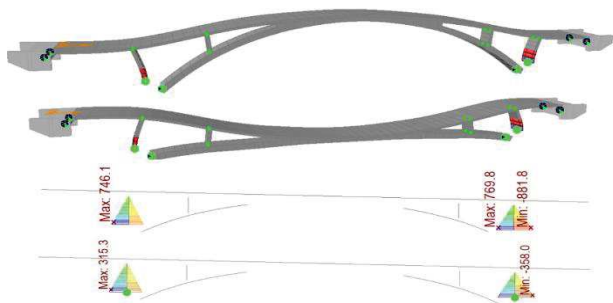


Obrázek 14: Redukce tuhosti vlivem trhlin

Při reálném chování se začíná projevovat potrhání betonu, které zvyšuje celkovou poddajnost konstrukce a tím účinky od nesilových zatížení snižuje. Dimenzování výztuže na ohybové momenty odpovídající konstrukci s plnou tuhostí průřezů by u prvků primárně namáhaných nesilovým zatížením vedlo k nehospodárnému návrhu.

S ohledem na velkou pracnost a nutnost pracovních spár při malých betonážních taktech bylo požadováno provést vnější stojky bez spodních vrubových kloubů. Z přiložených deformací konstrukce vlivem rovnoměrné teploty je patrné, že vnější stojky budou namáhány primárně od nesilových jevů a vodorovné brzdící síly budou přenášeny vodorovně velmi tuhým obloukem.

Výpočet byl proveden pomocí redukce momentu setrvačnosti spodních částí stojek, u kterých došlo k přesažení meze vzniku trhlin. Aby nebyl nutný nelineární výpočet, byla provedena úvaha nad účinky jednotlivých zatížení a velikostmi působících vnitřních sil při jednotlivých kombinacích, která potvrdila primární namáhání vlivem nesilových zatížení.



Obrázek 15: Deformace od teplotního zatížení, porovnání ohybových momentů s redukcí tuhosti vlivem trhlin [2]

Při výpočtu oslabených průřezů a tahového zpevnění iteračním postupem bylo zjištěno, že míra tahového zpevnění v charakteristické kombinaci je minimální. Pro častou a kvazistálou kombinaci se vliv tahového zpevnění zvyšoval.

Pro kvazistálou kombinaci se značným vlivem tahového zpevnění byl poměr původního plného betonového průřezu a oslabeného průřezu mezi třetinou a polovinou, což s sebou neslo výraznou redukci vnitřních sil.

S touto redukcí na nejvíce namáhaném úseku stojek byl konzervativně proveden celý lineární výpočet a byl posouzen kritický průřez v patě stojky. U větší redukce by při jediném výpočetním modelu došlo k podcenění vlivu tahového zpevnění například pro posudek šířky trhlin nebo omezení napětí. Vyztužení průřezu stojek bylo pomocí této metody redukováno z původní podélné výztuže Ø32/125 mm na Ø20/150 mm.

6.3. Upřesněný posudek omezení napětí

V předchozím stupni dokumentace byl proveden posudek omezení napětí v tlačeném betonu pouze pro dlouhodobé charakteristiky průřezu na konci životnosti. Posudek krátkodobého chování nebyl proveden a byl by nevyhovující.

Pro dimenzovatelnost konstrukce a případné úspory vyztužení bylo nutné tento posudek zohlednit podrobněji. Účinky na krátkodobých charakteristikách průřezu byly posouzeny v době odskrutžení pouze na vlastní tíhu a staveništní zatížení a bezpečně vyhověly.

Kritický stav však mohl nastat v době uvedení do provozu, kdy by mohl most být zatížen charakteristickou kombinací. Posouzení krátkodobých účinků by vedlo k výraznému nevyhovění tlačeného betonu i s již použitou třídou C40/50.

S ohledem na tuto skutečnost bylo projektovou dokumentací povoleno uvést most do provozu či poježdět těžkou staveništní dopravou nejdříve 180 dní po betonáži oblouku.

Výsledné posouzení omezení tlakového napětí v betonu pak bylo superpozicí dlouhodobých účinků stálých zatížení odpovídajících kvazistálé kombinaci se součinitelem dotvarování pro čas $t = 180$ dní a rozdílem vnitřních sil mezi charakteristickou a kvazistálou kombinací (proměnné zatížení) působícím na krátkodobých charakteristikách průřezu.

Pro proměnné zatížení nemůže být uvažováno s ohledem na délku jejich působení s dotvarováním. Dotvarování způsobuje snížení extrémního tlakového napětí v betonu na úkor zvýšení napětí v tažené výztuži. Výpočet pro průřez oblouku mostu SO 209 byl proveden v následujících krocích:

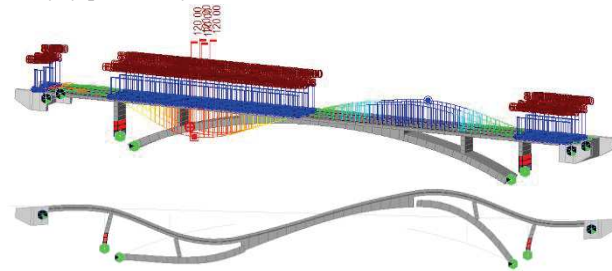
- $\varphi(t = 180) = 0,92$ (součinitel dotvarování v nejbližší možné době uvedení do provozu)
- $\sigma_{c,lt,qp} = 11,1 \text{ MPa}$ (napětí od kvazistálé kombinace na ideálním dlouhodobém průřezu)
- $\sigma_{c,st,\Delta k} = \sigma_{c,st,k} - \sigma_{c,st,qp} = 25,5 - 13,2 = 12,3 \text{ MPa}$ (přírůstek napětí do charakteristické kombinace na ideálním krátkodobém průřezu)
- $\sigma_{c,char} = 11,1 + 12,3 = 23,4 \text{ MPa} \leq 0,6 f_{ck} = 24,0 \text{ MPa}$
...omezení napětí v betonu vyhovuje s využitím 97,5%

6.4. Stabilitní výpočet

Pro štíhlé obloukové mosty s poměrně malým vzepětím byl proveden stabilitní výpočet a ověření vlivu II. řádu. Postup je uveden na méně příznivém mostu SO 212 s nižším vzepětím.

Stabilitní výpočet byl v první fázi uvažován s lineárně pružnou konstrukcí bez vlivu trhlin a efektivního modulu pružnosti. Výpočet spočíval v hledání vlastního čísla prvního tvaru vybočení, které určuje poměr skutečného zatížení k zatížení, při kterém dojde v kritickém prvku ke kritické hodnotě tlakové normálové síly N_{cr} .

Zatížení charakteristické kombinace bylo uvažováno jako proměnné (mění se s ohledem na poměr skutečné síly a N_{cr}). Pro výpočet byl vytvořen statický zatěžovací stav modelu LM1 v nejméně příznivé poloze přibližně ve čtvrtině oblouku dle analýzy příčinkových čar.



Obrázek 16: Kritická poloha proměnného zatížení dle příčinkových čar a první vlastní tvar vybočení [2]

Vlastní číslo stanovené tímto výpočtem bylo $\lambda = 22$. To znamená, že až při 22 násobném zvětšení hodnot charakteristického zatížení by bylo dosaženo v oblouku síly N_{cr} .

Toto zvětšení nelze považovat za reálné a lze konstatovat, že i přes zanedbání změkčení vlivem trhlin a efektivního modulu pružnosti vzpěr nemá zásadní vliv na návrh konstrukce.

Pro první vlastní tvar byla nastavena maximální imperfekce dle ČSN 73 6214 Z1 a ČSN EN 1992-2 kap. 5.2 a byl exportován deformovaný model pro výpočet dle teorie II. řádu. Hodnota maximální výchylky stanovené dle této normy je 23 mm.

Při porovnání vnitřních sil na ideálním a imperfektním modelu nebyl v žádném prvku přesážen rozdíl 10% a vliv II. řádu lze ve výpočtu zanedbat. Nárůst maximálního ohybového momentu v oblouku je 4,3% a v mostovce 6,7%.

6.5. Deformace mostu a nadvýšení

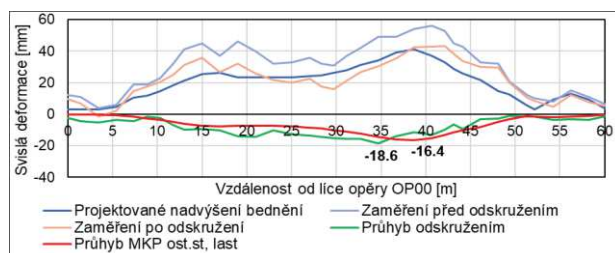
Pro oba mosty byly posouzeny posuny konců mostu dle TP 261 – Integrované mosty. S ohledem na třídu komunikace a typ mostů byl povolen limitní vodorovný posun $\Delta h_{lim} = 30 \text{ mm}$.

Posouzení bylo provedeno pro maximální jednosměrný vodorovný posun od okamžiku provedení vozovky v občasné kombinaci zatížení Δh_{mon} a pro amplitudu cyklických pohybů v časté kombinaci zatížení Δh_{cycl} . Posouzení prokázalo, že oba mosty lze navrhnout bez mostních závěrů.

Nadvýšení bednění je navrženo dle ČSN 73 6214. Na konci životnosti je nadvýšení provedeno pro zatížení stálá, reologické účinky betonu a 50% zatížení modelem LM1. K těmto hodnotám deformací nosné konstrukce byly připočteny deformace skruže a podloží a výsledné nadvýšení uprostřed mostu dosahovalo u SO 212 61 mm a u SO 209 50 mm.

Po odskrutžení byl most stále nad úrovní teoretické nivelety a římsy i vozovka byly provedeny ve správných tloušťkách vůči nadvýšenému povrchu mostovky.

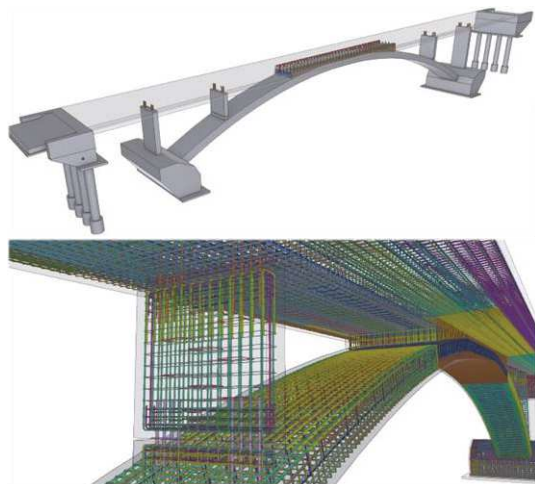
Při porovnání deformace vlivem odskrutžení mezi výpočtním modelem a geodetickým zaměřením došlo u mostu SO 209 k téměř dokonalé shodě tvaru průhybové čáry i hodnot svislých průhybů.



Obrázek 17: Porovnání vypočtených a naměřených deformací mostu SO 209 [2]

7. TVORBA PROJEKTOVÉ DOKUMENTACE

V tomto projektu byla použita kombinace grafických programů pro vytvoření prostorového modelu včetně jeho vyztužení (Rhinoceros, Grasshopper a Tekla Structures) společně s programem AutoCad pro tvorbu klasické 2D výkresové dokumentace.



Obrázek 18: Vyztužený most v prostředí Trimble Connect [2]

8. ZÁVĚR

V rámci realizační dokumentace stavby se podařilo sjednotit dvojici obloukových nadjezdů na úseku D3 0311. Celkové náklady v soupisu prací byly sníženy oproti zadávací dokumentaci a byly odstraněny problematické detaily na údržbu, kterým byl podélný svod odvodnění a mostní odvodňovače u mostu SO 209 a kluzná spára z mletého grafitu obaleného vrstvou asfaltových pásů u mostu SO 212.

Během výstavby bylo nejvíce komplikované založení mostu SO 212 s ohledem na nezastižení požadovaných hornin v základové spáře základu oblouku. Realizace pilot se zúženým dřívem u mostu SO 209 a semiintegrovaného zakončení mostu SO 212 netvořila zhotoviteli žádné problémy a byla provedena v požadované kvalitě. Samotné nosné konstrukce byly provedeny s velkou přesností a deformace mostu po odskrutžení velice dobře korespondují s předpoklady výpočtního modelu.

Statická analýza mostu prokázala možné úspory v návrhu semiintegrovaných a integrovaných konstrukcí a to jak z hlediska redukce tuhosti průřezu vlivem trhlin, tak z podrobného posouzení omezení napětí. Požadavek na minimální dobu zatížení mostu těžkou nákladní dopravou od betonáže oblouku netvořil pro zhotovitele s ohledem na technologické pauzy a samotný postup provádění sebemenší komplikace a zajistil bezpečné splnění normových požadavků.

Na základě získaných zkušeností z návrhu integrovaných a semiintegrovaných obloukových silničních nadjezdů bude dále problematika rozvíjena v disertační práci, která se zaměřuje na progresivní konstrukční úpravy železničních betonových mostů.

PODĚKOVÁNÍ

Na tomto místě bych chtěl poděkovat panu doc. Ing. Lukáši Vráblíkovi, PhD. a Dr.-Ing. Romanu Lennerovi za cenné rady a čas vynaložený ke konzultacím příspěvku. Příspěvek vznikl za podpory grantu SGS24/040/OHK1/1T/11 – Moderní cementové kompozity a jejich efektivní použití v konstrukcích.

Reference

- [1] DRAHORÁD, Michal, Marek FOGLAR, Barnabás POLÁK a Vladislav HRDOUŠEK. *Technické podmínky č. 261: Integrované mosty*. Ministerstvo dopravy, odbor pozemních komunikací, srpen 2017.
- [2] NERADÍLEK, Martin. *Projektová dokumentace RDS: Mosty SO 209 a SO 212 na úseku D3 0311*. 2023.
- [3] ZEMEK, Lukáš, Martin NERADÍLEK, Tomáš KUBÍN. *Fotografie z výstavby dálnice D3 0311*. 2024
- [4] BECHYNĚ, Stanislav. *Betonové mosty obloukové*. Vydání druhé. Praha: Státní nakladatelství technické literatury, 1954.
- [5] ŠOPÍK, Leonard; ZAPLETALOVÁ, Lenka a STRÁSKÝ, Jiří. Nadjezd nad dálnicí D1 u Přerova. Online. BETON TKS. Roč. 2020, č. 4. Dostupné z: https://www.ebeton.cz/clanky/2020_4_16_nadjezd-nad-dalnici-d1-u-prerova/. [cit. 2024-03-26].
- [6] KOLENČÍK, Pavel a STRÁSKÝ, Jiří. INTEGROVANÉ MOSTY NA SILNICI I/11. Online. BETON TKS. Roč. 2016, č. 4, s. 14-20. Dostupné z: <https://www.ebeton.cz/clanky/2016-4-14-integrované-mosty-na-silnici-i-11/>. [cit. 2024-03-26].

RESPONSE OF CONCRETE STRUCTURES TO CONFINED EXPLOSIONS OF CONDENSED CHARGES

Matyáš Ratislav, *

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

ABSTRAKT

Článek se zajímá o vyčíslení zatížení a následné odezvy železobetonových konstrukcí od vnitřních a blízkých explozí kondenzovaných výbušnin. Pracuje s metodami z publikací NUREG/CR-0442 a UFC 3-340-02, které doplňuje pro rozšíření jejich rozsahu použitelnosti. Rozšíření pak umožňuje posouzení použitelnosti metody pro výpočet blízkého výbuchu na blízkce ohraničené konstrukce, hodnotí vliv tříštění fragmentujících prvků na odraz tlakové vlny od jejich povrchu pro vnitřní výbuch a umožňují stanovení impulzu od tlaku plynů v místnostech s více otvory. Dále je popsán zjednodušený postup vyčíslení odezvy železobetonových konstrukcí na zatížení vnitřním výbuchem. Pro řešení byly použity jednoduché inženýrské přístupy, metoda Newmark G- α a upravená metoda EC-2 pro mezní stavy použitelnosti.

KLÍČOVÁ SLOVA

Blízký výbuch • Vnitřní výbuch • Fragmentující prvek • Tlaky plynů • Betonová konstrukce

ABSTRACT

This article focuses on quantifying the loads and subsequent responses of reinforced concrete structures to confined and close-in explosions of condensed charges. It employs methods outlined in publications NUREG/CR-0442 and UFC 3-340-02, which are extended to broaden their applicability. These extensions enable the evaluation of the suitability of the method for close-in explosions on closely bounded structures, assess the impact of fragmenting of frangible elements on pressure wave reflection during internal explosions, and determine gas pressure impulses in rooms with multiple openings. Additionally, the article describes a simplified procedure for quantifying the response of reinforced concrete structures to confined explosion loading. To address these issues, simple engineering approaches, the Newmark G- α method, and a modified EC-2 method for limit state design were employed.

KEYWORDS

Close-in explosion • Confined explosion • Frangible element • Gas pressure • Concrete structure

1. INTRODUCTION

The conflict that has persisted in Ukraine over the past two years and the outbreak of the Israel-Hamas war in October 2023 serve as a reminder of the critical need for building designs that ensure the reliability of structures within the crisis infrastructure under extraordinary conditions, such as blast loads. Evaluating the structural response of concrete structures is crucial not only for building design but also for forensic analysis of past events. This is particularly relevant in the present day when conflicts are fought not only on the battlefield but also in the media.

The characteristics of loads generated by blast waves on structures depend on the chosen level of simplification, which is often determined by the explosion environment. This article discusses two types of explosions: close-in explosions and confined explosions. In the case of the former, blast waves are relatively small or comparable in magnitude to the reflecting surface, resulting in an uneven distribution of the load generated on the structure in question. For the latter, the detonation of condensed explosives occurs within a confined space, such as a building or other structure. The pressures acting on a given confinement's surface (wall or slab) are amplified by reflection from other surfaces.

2. STRUCTURAL ANALYSIS UNDER EXPLOSIVE LOADING

By the methods outlined in NUREG/CR-0442 and UFC 3-340-02 a hypothetical case study was examined. In this scenario a spherical condensed charge of Octol 70/30 with a charge weight W_{EXP} of 6.3 kg was placed in a rectangular room with two openings (the larger covered by glass and smaller without cover).

The NUREG/CR-0442 method for evaluating the response of reinforced concrete structures to close-in explosions was used to assess the damage sustained by the back wall segment (marked in blue in fig. 1). However, the source does not sufficiently express the plastic hinge radius of the damaged structure. The radius can serve as an indicator of the method's applicability to structures with supports near the explosion's 'epicentre' on the loaded structure.

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

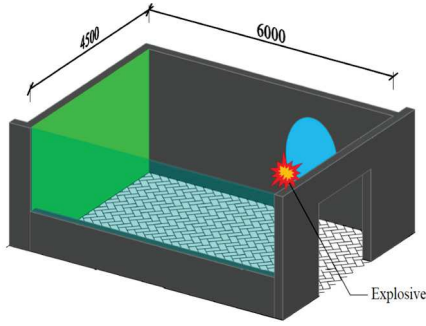


Figure 1: Schematic axonometry of the case study.

The evaluation of generated loads on the side wall (marked in green in fig. 1) was conducted using the method described in UFC 3-340-02 for confined explosions. However, the source does not cover the effect of fragmentation of frangible elements (e.g. glass covers) in its evaluation of blast loads caused by confined explosions. Additionally, mentioned publication does not provide a method of assessing gas pressure pulses for partially vented confinements with multiple openings.

Independent extensions have been developed to address the mentioned limitations (single opening, fragmentation of frangible elements etc.) of the methods described in NUREG/CR-0442 and UFC 3-340-02. These extensions are presented in the following paragraphs.

2.1. Close-in Explosion – Plastic Hinge Radius

NUREG/CR-0442 provides graphs with scaled units to determine the response of a wall to a close-in explosion. However, these graphs assume that the loaded surface is large enough and neglect the effect of borders and support on the local response. The method is based on the idea that the deformation of the surface can be defined by a circular plastic hinge and a deformation at the centre of the circle - the "epicentre" of the explosion (Kot et al. 1978). If the radius of the circular plastic hinge is smaller than the distance from the "epicentre" to the nearest boundary or support, it can be assumed that reasonable "first section" results can be obtained.

The presumed plastic hinge radius is the radius that corresponds to the maximum deformation value (rotation in the plastic hinge θ or the deflection in the centre δ). The deformations can be calculated as follows (Kot et al. 1978):

$$\delta = \frac{i_T^2}{2 m_s F_r}, \quad (1)$$

$$\theta = \arctan(\delta/x_r), \quad (2)$$

where m_s represents the mass of the surface within the plastic hinge radius x_r , F_r represents the resisting forces, and i_T is the total impulse acting on the surface within the radius calculated as: (the notation is explained in fig. 2)

$$i_{T,i} \cong \sum_{n=1}^{x_{r,i}/x_{a,step}} A_{a,n} i_{ra,n}(x_{a,n}), \quad (3)$$

where $i_{ra,n}$ is the reflected impulse calculated for the radius $x_{a,n}$ of the intermediary axis of the annulus.

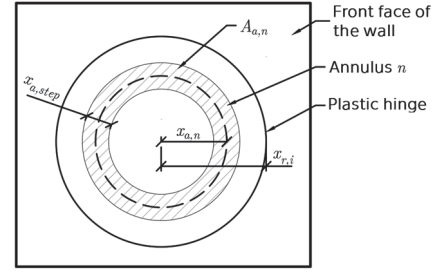


Figure 2: Total impulse calculation - geometric relations.

Three methods were considered to obtain this reflected impulse. The first method involves using NUREG/CR-0442 graphs (Kot et al. 1978) for shock wave parameters from free-air bursts and for reflected pressure coefficients. This method requires the calculation of a fictive scaled distance. The second method involves using more recent graphs from UFC 3-340-02 (Anon. 2008) that are similar to the first method. The third method involves using UFC 3-340-02 graphs to directly evaluate the reflected impulse. The results of different methods for the same inputs exhibited significant differences. For close-in explosions, the first approach is probably most suitable because it leads to results that closely align with the results presented in NUREG/CR-0442.

The problem was solved through iterative calculation of deformations for multiple guessed values of $x_{r,i}$. The desired radius x_r was selected based on the results, as it produced the highest deformation. It was then compared to the distance from the 'epicentre' to the nearest boundary to assess the suitability of the method used.

2.2. Reflections from Frangible Elements

According to UFC 3-340-02, when the frangible element breaks during loading, the effect of blast wave reflection from the frangible element to the adjacent surface should be reduced by creating additional venting area (Anon. 2008). This can be solved by reducing the reflection with the average fragmentation coefficient $k_{f,m} \in <0;1>$. The coefficient $k_{f,m}$ is dependent on the time evolution of the additional venting area A_{av} . The examination of this evolution should be limited to the section of the frangible element between the wall in question and the charge (see fig. 3). This is because the remaining part of the frangible element has a negligible reflection towards the wall in question (Anon. 2008). A_{av} can be created by two factors: surface deformation and fragment rotation. As the glass fragments created by blast loading are expected to be small, the contribution of rotation to the creation of A_{av} is neglected.

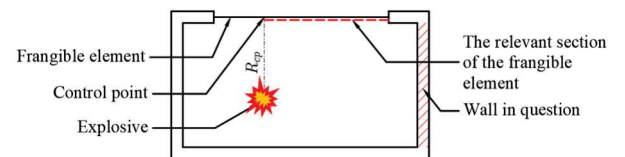


Figure 3: Spatial arrangement schematic

The evaluation method for $k_{f,m}$ assumes, that the primary reflections constitute the predominant source of pressure amplification on the wall in question. Therefore, the waves that reflect from multiple surfaces can be neglected. In addition, the frangible element is assumed to have little resistance to blast loading and the time to failure (fragmentation) is assumed to be zero.

Before performing the calculations, it is necessary to define the simplified shape of the deformed frangible element on which the calculation of A_{av} depends. This shape is assumed to emulate the front of the primary shock wave.

The shape of the primary shock wave was analysed in both the horizontal and vertical planes prior to impact with the glass cover in the case study setup (see fig. 4 (Li et al. 2022)). Based on the examination, a section of a cylindrical surface (see fig. 5) is considered to be the most appropriate shape simplification.

This deformed surface can be defined by the deflection u of the control point - the perpendicular projection of the point of explosion onto the plane of the frangible element – and a chord length of the cylinder section. From the geometric relations of the problem, A_{av} can be expressed as a function of the deformation at the control point u and time t , as follows:

$$A_{av} = h_{fr} \left[R_{fikt}(u, t) \arctan \frac{x_{real}(t)}{R_{fikt}(u, t) - u} - x_{real}(t) \right], \quad (4)$$

where h_{fr} is the height of the frangible element,

$$x_{real}(t) = \min(x_{fr}(t); x_{lim}), \quad (5)$$

$$R_{fikt}(u, t) = \frac{u^2 + x_{fr}^2}{2u}, \quad (6)$$

where x_{lim} corresponds to the length of the section, and x_u represents the distance between the control point and the intersection of the blast wave's front and the plane of the frangible element (without taking into account its deformation). This distance can be obtained from Pythagorean theorem of the distance between the explosive and the control point, and the radius of the wave front $R_{wf}(t)$.

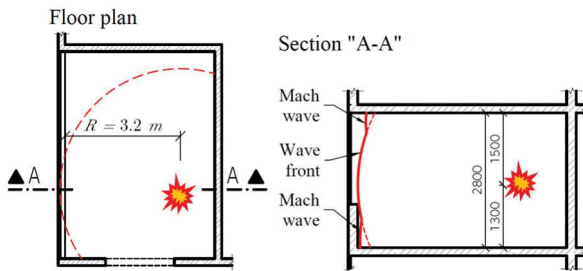


Figure 4: Wave front shape.

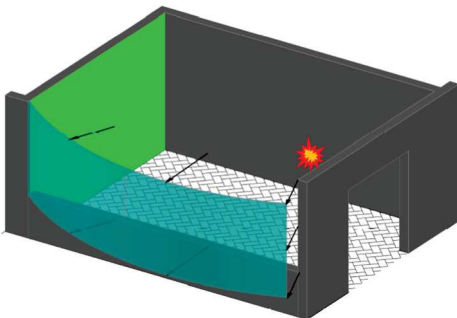


Figure 5: Simplified shape of the deformed frangible element.

The fragmentation coefficient k_f for a given time t and deflection of the control point u can be calculated with using following equation:

$$k_f(u, t) = \max \left[\left(1 - \frac{A_{av}(u, t)}{A_{f0}} \right)^2; 0 \right], \quad (7)$$

where A_{f0} is the original (undeformed) area of the frangible elements section. Equation 7 is based on the following conditions. Firstly, the condition $A_{av} = 0 \rightarrow k_f = 1$ must be satisfied. Secondly, if $A_{av} \geq A_{f0}$, then the reflection of the wave towards the interior is negligible. This assumption is based on the principle of the wave leaking around the fragments. However, reflections can be neglected only if the clearing time t_c , which depends on the size of the fragments (Makovička et al. 2008), is less than the time taken to reach the deformation of the frangible element $A_{av} = A_{f0}$. In other words, this method is suitable for fragment sizes where $A_{av}(u(t_c), t_c) \leq A_{f0}$. Additionally, it is suggested that the reduction in reflection is more pronounced with a difference of smaller values of A_{av} , than with the same difference of larger values of A_{av} . This belief is based on the fact that the pressure gradient in the gaps is increased when the fragments are close to each other. Therefore, the drop of reflected overpressures (clearing) in front of the fragments should be increased. Equation 7 accounts for this phenomenon by squaring the expression. However, to obtain more accurate results, this engineering estimate should be refined by experiment or numerical simulation.

The average fragmentation coefficient $k_{f,m}$ can be acquired via time-stepping calculation as a weighted average of $k_{f,i-1/2}$ – the approximate average fragmentation coefficient of time step i . The weights are the reflected impulses that act on the control point during the given time step. In each time step is firstly calculated the deflection u from the linear acceleration method as (Zhou et al. 2021):

$$u_i = u_{i-1} + \dot{u}_{i-1} t_{step} + \frac{1}{6} (2 \ddot{u}_{i-1} + \ddot{u}_i) t_{step}^2, \quad (8)$$

where $\dot{u}$ and $\ddot{u}$ marks first (speed) and second (acceleration) derivations of the displacement u respectively. These derivations can be calculated as follows:

$$\dot{u}_i = \dot{u}_{i-1} + \frac{1}{2} (\ddot{u}_{i-1} + \ddot{u}_i) t_{step}, \quad (9)$$

$$\ddot{u}(t) = \frac{P_{cp}(t)}{\rho A_{f,i}}, \quad (10)$$

where $P_{cp}(t)$ are the pressures acting on the fragments at the control point considering the effect of secondary waves. These pressures should be reduced by $k_{f,i}$ as they are also affected by the fragmentation of the frangible element. This leads to an iterative calculation of $k_{f,i}$. First the value of $k_{f,i}$ is estimated as $k_{f,i} = k_{f,i-1}$. Then, the calculation is performed using equations 8 to 10 resulting in an approximate value of u_i . This value is then used for a better estimate of $k_{f,i}$ (calculated from the equations 4 to 7). This cycle continues until the difference in u_i between subsequent iterations is less than the user selected limit.

The calculation was performed for the inputs from the case study and the results show that the effect of fragmentation is in this case neglectable: $k_{f,m} \approx 1$. The results of the time stepping calculation are shown in following figure.

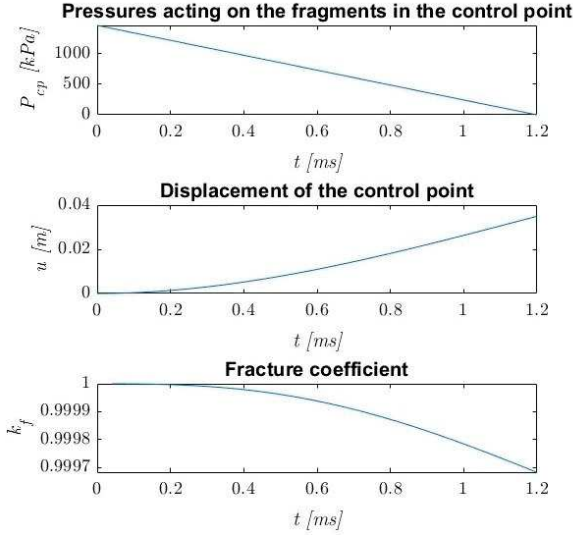


Figure 6: Time evolution of selected quantities.

2.3. Gas Pressures – Multiple Openings

The UFC 3-340-02 method for evaluation of gas pressures does not specify the approach for scenarios where there are multiple openings in the confinement structure. As the procedure determines the impulse of gas pressures i_g directly from its graphs, it is not easy to assess the impact of multiple openings (Anon. 2008).

The method for evaluating i_g from the UFC graphs has been developed in such a way that none of the following statements are violated during the calculation. Firstly, the impulse i_g of a room with multiple openings must always be smaller than the impulse of the same room with a single opening. Secondly, the "addition" of the effects of the openings is cumulative. And thirdly, the i_g calculated for several openings with the same characteristics (except for size) is equal to the i_g obtained for a single opening with an area equal to the sum of their areas.

First of all, the i_g must be obtained individually for each opening, without taking into account the others. Each variable, distinct for every opening, is indexed with the identification number i of the respective opening. Subsequently, the fictitious scaled vent areas, denoted as $A_{v,i,fit}/V_f^{2/3}$ are read for calculated gas impulses i_g from a $i_g/W_g^{1/3}$ to $A_v/V_f^{2/3}$ graph (W_g is the equivalent charge weight, A_v denotes vent area, and V_f is the volume of the confinement). The resulting actual gas pressure i_g , considering multiple openings, is then extracted from the same graph for the sum of the fictitious scaled areas.

This mentioned $i_g/W_g^{1/3}$ to $A_v/V_f^{2/3}$ graph should be obtained by interpolating UFC graphs (Anon. 2008) for parameters obtained as a weighed average of the parameters of individual openings. The weights w_i should be calculated as follows:

$$w_i = \frac{1}{\log_{10} \left(\frac{i_{g,i}}{\sqrt[3]{W_g}} \right)}. \quad (11)$$

The weighted average should be calculated on a $\log_{10}$ scale where possible (arguments are non-zero). This evaluation should be reasonably accurate for values of $A_v/V_f^{2/3} \leq 1$ and

$\rho_{A,f}/W_g^{1/3} \leq 19 \text{ kg}^{2/3}/\text{m}^2$ ($\rho_{A,f}$ denotes the area density of the opening frangible cover), and should give conservative results.

The summation of the effect of vent areas than can be graphically shown in the created graph. For the case study it is as follows (O1 is the larger glass covered opening, O2 is the smaller opening without cover, both from fig. 1):

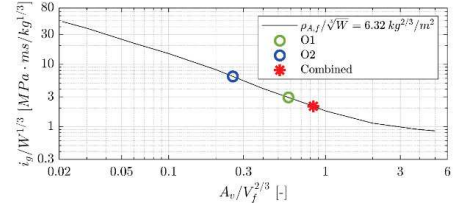


Figure 7: interpolated $i_g/W_g^{1/3}$ to $A_v/V_f^{2/3}$ graph

2.4. Response to Pressures form Confined Explosions

This section introduces a simplified calculation method for evaluating the response of a two-way simply supported reinforced concrete slab subjected to blast loading, where the Newmark generalised-alpha method (Ericher et al. 2001) is applied for the dynamic calculation. However, this method has been extended for this application to take into account the non-linear behaviour of reinforced concrete. The problem is solved as a system with a single degree of freedom.

To apply the Newmark method, it was necessary to evaluate the relationship between the restoring force S and the deflection at the centre of the slab, u . This required an evaluation of the moment-curvature relationship. The procedure for calculating the limit state of serviceability from Eurocode 2-1 was used and extended to include the effects of concrete crushing and reinforcement exceeding its yield strength in tension. For simplicity the initial curvature of the wall in question was neglected, as well as the normal forces in the plane of the wall. Given these conditions the curvature κ can be calculated from the bending moment M as follows (Anon. 2019):

$$\kappa = M[(1 - \zeta)C_I + \zeta C_{II}], \quad (12)$$

where ζ is the distribution coefficient calculated for a case of pure bending according to the following equation:

$$\zeta = \max \left(1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2; 0 \right), \quad (13)$$

where $\beta = 1$ for short-term loading and M_{cr} represents the bending moment which causes initial cracking. The parameter C_I can be determined as $C_I = (E_c I_{y,i})^{-1}$, where E_c is the Young's modulus of the concrete and $I_{y,i}$ is the moment of inertia of an ideal section. $I_{y,i}$ can be determined with knowledge of the concrete compression block depth x_c , which can be obtained from the equilibrium of the first moments of area on an ideal section. The value of the parameter C_{II} is dependent on the nonlinearity of the materials (method works with bilinear stress-strain diagram of both steel and concrete). It can be evaluated using the following equation:

$$C_{II} = \frac{\varepsilon_t + \varepsilon_b}{h_s} \cdot \frac{1}{M}, \quad (14)$$

where ε_t represents the strain at the top surface of the slab, ε_b at the bottom surface, and h_s denotes the height of the slab

(width of a wall). The behaviour of concrete is simplified by assuming that it acts in tension until the first crack is formed, after which the concrete in tension only affects the performance of the cross-section via distribution coefficient ζ .

A programmed calculation was used to evaluate the moment-curvature relationship. For a given strain at the top surface $\varepsilon_{t,i}$, the program calculates the depths of the concrete compression block x_c for all possible combinations of the behaviour of individual parts of the cross-section. These behaviours include whether the concrete acts in tension or not, whether it is plasticized or not, and whether the reinforcement is plasticized or not. The calculation of x_c for each combination is derived from the equilibrium of forces on the cross-section. Then the conditions for the assumed behaviour in each combination are examined. If met, the moment M of the forces on the cross-section is calculated, and Equations 12 to 14 are applied. The deformations in the reinforcement and at the bottom surface can be determined, with use of similar triangles, utilizing the values of x_c and $\varepsilon_{t,i}$. This process is executed for $\varepsilon_{t,i} \in (0; \varepsilon_{c,l} >]$.

The load-deflection relationship of a statically determined beam can be obtained by a simplified procedure. The beam is divided into finite sections with constant curvature defined by the derived κ to $M(f)$ relationship and the value of M evaluated for the middle of the finite section. At the ends of the beam and at the boundaries between neighbouring sections, two unknown quantities can be defined - deflection u and rotation φ , some of which can be defined by boundary conditions. For segment i , the geometric relations link the unknown quantities on both sides, resulting in a series of equations that can be used to determine the unknowns. The beam's deformation at its centre $u(M(f))$ can then be evaluated easily.

Given that the restoring force per unit area of a beam, denoted as s_b , is, in statics, equal to the loading force acting upon it, it can be stated that $s_b(u(f)) = f$. The restoring force per unit area of a two-way slab, denoted as s , can be determined as the superposition of the area restoring forces of two unit-width strips oriented perpendicular to each other, resulting in $s(u) = s_{b,x}(u) + s_{b,y}(u)$. It is worth noting that this approach does not account for the lifting of the corners of the slab.

Lastly, the relationship between the condensed restoring force S and acting on the condensed mass representing the slab, and the deflection at the centre of the slab u can be derived as follows: $S(u) = s(u) \cdot A$, where A represents the area of the slab.

For the dynamic calculation a modified Newmark G- α method was used (Erlicher et al. 2001). The damping of the system was neglected, and parameters of the calculation was set so the numerical damping is equal to zero. The deformation in the centre of the wall in the end of the timestep was calculated as follows:

$$u_{i+1} = \frac{m \left[\frac{1-\alpha_m}{\beta} \left(\frac{u_i}{t_{step}^2} + \frac{\dot{u}_i}{t_{step}} + \frac{\ddot{u}_i}{2} \right) - \ddot{u}_i \right] + (1-\alpha_f)(F_{i+1} - S_{i+1}) + \alpha_f(F_i - S_i)}{m \frac{1-\alpha_m}{\beta t_{step}^2}}, \quad (15)$$

where m is the condensed mass of the wall, F denotes the loading force, t_{step} is the length of the time-step, and α and β are parameters defined by the requirement for numerical damping (Jithender & Tagir 2021).

The approach presented in this chapter can only be used until the maximal deflection u is reached, as the behaviour of the structure is not defined for a load removal. Additionally, if the ultimate load-bearing moment is exceeded, the subsequent deformation can no longer be described by this procedure.

For the wall in question the computed moment-curvature relationship of a vertical 1 m wide strip is shown in fig. 8. The result of the Newmark G- α dynamic analysis is shown in fig. 9. Based on the graphs, it can be concluded that the wall would likely remain intact after loading, but it would be severely damaged. The tension reinforcement in both directions will exceed its yield strain, and the compressed concrete will be crushed.

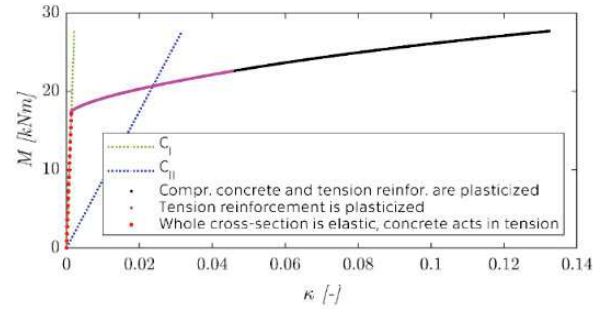


Figure 8: Moment – curvature relationship

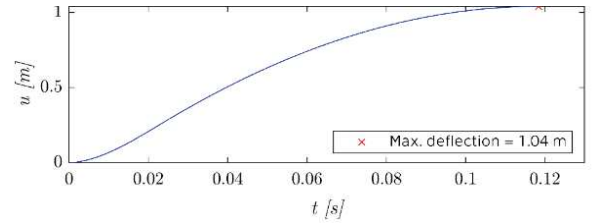


Figure 9: Results of Newmark G- α dynamic analysis

3. CONCLUSIONS

Limitations of the blast load assessment methods described in NUREG/CR-0442 (for close-in explosions) and UFC 3-340-02 (for confined explosions) were identified. By extending these methods, it is possible to approximately evaluate the structural response of reinforced concrete structures that are subjected to close-in explosions and have supports located relatively close to the most heavily loaded section of the structure. Additionally, it is possible to evaluate structures subjected to confined explosions with fragile, frangible elements and multiple vent openings.

The methods' extensions were applied to a complex case study. The study involved exposing a medium-sized room within a reinforced concrete structure to a 6.3 kg Octol 70/30 explosive. According to the analysis, the load-bearing structures confining the room would be severely damaged and partially disintegrated by this explosive event. Additionally, the analysis of the blast wave reflection from the frangible element shows that its fragmentation has a negligible effect in this case.

The theoretical framework presented in this thesis provides a foundation for future studies to build upon. The method for evaluating the reduction of reflected blast pressures from fragmented frangible elements could benefit from additional support or refinement through physical or numerical experiments. Furthermore, the calculation of the effect of multiple openings on the gas impulse has the potential for extension to consider heavier covers or larger openings.

ACKNOWLEDGEMENTS

The presented work has been realized within Institutional Support by Ministry of Industry and Trade of the Czech Republic and the CTU in Prague project SGS24/041/OHK1/1T/11.

References

- Erlicher, S., Bonaventura, L. & Bursi, S.O., 2001. The analysis of the Generalized – α methods for non-linear dynamic problems, Università di Trento. Available at: <https://hal.science/hal-00345290/document> [Accessed September 19, 2023].
- Jithender, T. & Tagir, I., 2021. Lecture 4: Generalized-Alpha Method / Newmark Method. YouTube. Available at: https://www.youtube.com/watch?v=wUsTsm-DY1g&t=290s&ab_channel=ComputationalDynamics [Accessed November 7, 2023].
- Kot, C.A. et al., 1978. Nureg/CR-0442: Effects of air blast on power plant structures and components, Argonne National Lab., IL (USA). Available at: https://inis.iaea.org/collection/NCLCollectionStore/_Public/10/448/10448846.pdf?r=1 [Accessed September 19, 2023].
- Li, X.-long et al., 2022. Numerical simulations of trajectories of shock wave triple points in near-ground explosions of TNT charges. *Energetic Materials Frontiers*, 3(2), pp.61-67. Available at: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2666647222000331> [Accessed March 18, 2024].
- Makovička, D., Janovský, B. & Černín, M., 2008. Příručka protivýbuchové ochrany staveb, Praha: Česká technika - nakladatelství ČVUT v Praze. Available at: <http://www.makovicka.cz/data/S/U/t/2008-pvoch-cz.pdf> [Accessed March 18, 2024].
- Zhou, Z. et al., 2021. Fundamentals of structural dynamics, Cambridge, MA: Elsevier. Available at: <https://www.sciencedirect.com/topics/engineering/linear-acceleration-method> [Accessed March 18, 2024].
- Anon., 2008. UFC 3-340-02 Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions, U.S. Army Corps of Engineers. Available at: https://www.wbdg.org/FFC/DOD/UFC/ARCHIVES/ufc_3_340_02.pdf [Accessed September 19, 2023].
- Anon., 2019. Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.

SKOŘEPINOVÉ KONSTRUKCE A METODY NAVRHOVÁNÍ

Jan Rozkošný, *

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

ABSTRAKT

Článek se věnuje tématu skořepinových konstrukcí. Popisuje jejich chování, využití ve stavebnictví a metody, podle kterých je lze navrhovat. Existuje již celá řada staveb, kde hlavní nosné konstrukce jsou tvořeny skořepinami. Tyto konstrukce se řadí mezi vysoce estetické prvky díky své tvarové variabilitě a schopnosti efektivně rozložit zatížení v jejich ploše. S tím souvisí také definování optimálního tvaru konstrukce a metody, kterými lze dané prvky navrhnout. Každá metoda vychází z různých předpokladů a mohou být využity v různých stádiích návrhu dílčí konstrukce, ať už pro určení základní geometrie v předběžném návrhu, nebo pro zpřesnění tvaru konstrukce při její optimalizaci pomocí složitějších výpočetních programů.

KLÍČOVÁ SLOVA

Skořepinové konstrukce • Železobeton • Optimální tvar skořepiny • Metoda konečných prvků

ABSTRACT

The article deals with the topic of shell structures. It describes their behaviour, their use in construction and the methods by which they can be designed. There are already many buildings where the main load-bearing structures are made of shells. These structures are highly aesthetic elements due to their shape variability and their ability to distribute loads efficiently over their area. This also involves defining the optimum shape of the structure and the methods by which the elements can be designed. Each method is based on different assumptions and can be used at different stages of the design of a substructure, either to determine the basic geometry in the preliminary design or to refine the shape of the structure when optimising it using more complex calculation programs.

KEYWORDS

Shell structures • Reinforced concrete • Optimal shell shape • Finite element method

1. ÚVOD

Skořepinové konstrukce patří v dnešní době k zcela běžným konstrukčním prvkům a jsou často využívány ve stavebnictví a architektuře nejen pro konstrukce tunelů a zastřešení objektů,

ale i např. pro různé designové prvky. Mohou být vyrobeny z různých materiálů, nejčastějšími materiály jsou např. ocel, beton a dřevo. Skořepiny lze navrhovat různých tvarů a velikostí s použitím malého množství materiálu. Důvodem proč jsou tolik populární je především jejich tvarová variabilita a futuristický vzhled. Dále jsou navrhovány z hlediska funkčnosti a svým uplatněním vytváří otevřené prostory bez užití vnitřních podpor.

2. SKOŘEPINOVÉ KONSTRUKCE

Skořepinové konstrukce jsou plošné prvky definované svojí tloušťkou. Hlavní výhodou těchto konstrukcí spočívá ve schopnosti rovnoměrného rozložení zatížení po celé ploše, tudíž dochází k efektivnímu využití materiálu ve srovnání s jinými konstrukčními prvky.

Skořepinové konstrukce mají široké uplatnění v současnosti a lze je nalézt v různých aplikacích, od velkých budov až po malé objekty. Jako příklady staveb lze uvést např. Operu v Sydney (Austrálie), Kresgeho auditorium (MIT, USA), sportovní halu Palazzetto dello Sport, (Itálie) a mnoho dalších.

2.1. Rozdělení dle typu namáhání

Podle typu namáhání lze konstrukce rozdělit na (Šejnoha, J. & Bittnarová, J., 1999):

- Tlustostěnné
- Střední tloušťky
- Tenkostěnné
- Nelineární tenkostěnné
- Membrány

Od tohoto dělení se odvíjí způsob, jak přistoupit k návrhu nosné konstrukce a zohlednit chování a vyvolané namáhání konstrukce.

2.2. Rozdělení dle tvaru

Obecně se skořepiny podle jejich tvaru dají dělit na dvě základní skupiny: skořepiny rotační a obecných tvarů.

Pro podrobnější popsání tvaru střednicové plochy se využívá Gaussova křivost κ , která vychází z hlavních křivosti plochy (minimální κ_1 a maximální κ_2):

$$\kappa = \kappa_1 \cdot \kappa_2 \quad (1)$$

* Školitel: Ing. Josef Novák, Ph.D.

Dle Gaussovy křivosti lze plochy členit dále na rozvinutelné (s nulovou Gaussovou křivostí) a nerozvinutelné (s nenulovou Gaussovou křivostí).

3. METODY NAVRHOVÁNÍ TVARU SKOŘEPIN

V historii se často využívala analytická metoda, při které nešlo pouze o nalezení vhodného tvaru konstrukce, ale o matematické definování střednicové plochy. Tuto metodu využíval např. Pier Luigi Nervi nebo Félix Candela.

Oproti analytické metodě lze navrhnout konstrukce experimentálními metodami. Této problematice se svého času věnoval známý statik Heinz Isler. V roce 1994 na mezinárodním semináři demonstroval princip hledání tvaru skořepinové konstrukce pomocí obrácené volně zavěšené textilie (Stránský 2013). Dříve byla podobná metoda využívána jen pro 1D konstrukční prvky, např. pro návrh mostních oblouků tvaru obráceného zavěšeného lana. Jedná se tedy o experimentální metodu, kterou se lze přiblížit k optimálnímu tvaru konstrukce.

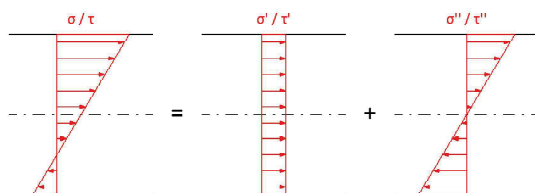
Návrh tvaru skořepiny za pomoci numerických metod, kterou je např. metoda konečných prvků, je velice náročný a mnohdy až nemožný. Tyto numerické metody se spíše používají pro kontrolu již navrženého tvaru konstrukce, zatímco pomocí analytických metod lze předběžné rozměry skořepin navrhnout relativně snadno.

Z toho důvodu se analytické řešení skořepin používá často pro předběžné návrhy geometrie konstrukcí a následně se použijí sofistikovanější algoritmy počítačových programů využívající metodu konečných prvků pro ověření a zpřesnění daného návrhu.

4. NAMÁHÁNÍ A VNITŘNÍ SÍLY SKOŘEPIN

V případě analytického řešení tenkostěnných skořepin se vychází z elementu vyjmutého z obecné skořepiny. Ty mohou být namáhány různým zatížením, které uvnitř konstrukce vytváří napětí.

Obecně lze zatížení působící na danou konstrukci rozdělit na zatížení působící ve střednicové rovině a zatížení působící ve směru normálovém (princip superpozice). Stejným způsobem je možné rozložit i vzniklá napětí uvnitř konstrukce (Šejnoha, J. & Bittnarová, J., 1999). Rozložení napětí lze provést na ohybovou a membránovou složku napětí (Obrázek 1).

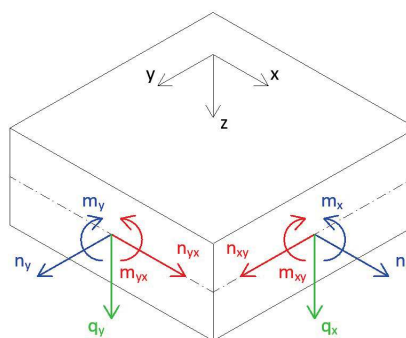


Obrázek 1: Rozložení celkového napětí na membránové (uprostřed) a ohybové (vpravo).

Rozložená napětí lze poté obecně nahradit výslednými silovými účinky vztaženými ke střednicové ploše.

4.1. Ohybová teorie

Ohybovou teorii lze použít v případech, kdy konstrukce není namáhána pouze měrnými normálovými silami působící ve střednicové ploše, ale také vnitřními silami působící mimo střednicovou plochu. Těmi se rozumí měrné momenty a posouvající síly (Obrázek 2).

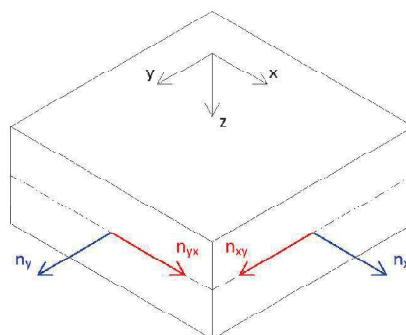


Obrázek 2: Ohybový stav skořepiny – měrné vnitřní síly.

Při řešení tenkých skořepinových konstrukcí lze vycházet z Kirchhoffovy teorie tenkých desek.

4.2. Membránová teorie

V membránové teorii oproti teorii ohybové není uvažováno s účinky posouvajících sil, ohybových ani kroutících momentů. V konstrukci se tedy vyskytují pouze vnitřní návrhové síly působící ve střednicové rovině a nastává tak membránový stav napjatosti (Obrázek 3).



Obrázek 3: Membránový stav skořepiny – měrné vnitřní síly.

Při navrhování konstrukcí pomocí této teorie je nutné věnovat zvýšenou pozornost kritickým oblastem, které mohou narušit

* Školitel: Ing. Josef Novák, Ph.D.

celkovou integritu konstrukce. Mezi ně se řadí např. oblasti s lokálním zatížením, náhlými změnami geometrie a oblasti v blízkosti otvorů konstrukce.

5. NÁVRH OBEKTU KOSTELA

Praktickým příkladem návrhu skořepin sloužil objekt kostela svatého Františka z Assisi (Obrázek 4), na kterém byla prove-

dena analýza chování a návrh konstrukce uplatněním metody ohybové teorie.

Při návrhu nosné konstrukce kostela se vycházelo z převzatého tvaru konstrukce realizované stavby. V souvislosti s tím, že daná konstrukce není optimálního tvaru, vznikají uvnitř konstrukce nezanedbatelné účinky ohybových a krouticích momentů, a tudíž není možné postupovat dle membránové teorie a uvažovat pouze normálové síly.



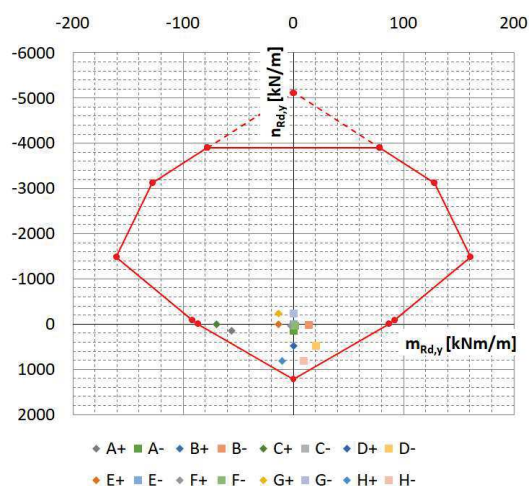
Obrázek 4: Kostel sv. Františka z Assisi (Expedia 2023).

Výpočet byl proveden v programu SCIA Engineer metodou konečných prvků (MKP) podle Kirchhoffovy teorie. Velikost sítě MKP byla stanovena na 200 mm. V oblastech styku s navazujícími konstrukčními prvky byla síť zjemněna a byly také použity průměrovací pásy s využitím průměrování do obou směrů pro získání relevantnějších výsledků návrhových vnitřních sil, konkrétně kombinace normálových sil a ohybových dimenzačních momentů.

Z výpočetního softwaru byla na každé konstrukci nalezena kritická místa a k nim příslušné odpovídající kombinace návrhových vnitřních sil. Pro takto vytvořené skupiny vnitřních sil byl proveden návrh výztuže průřezu, jeho posouzení pomocí interakčního diagramu a následné vynesení do grafů.

Pro výpočet únosnosti průřezu bylo využito 6 bodů interakčního diagramu. Každý z nich se vyznačuje stavem, podle kterého lze jednoduše stanovit normálovou a ohybovou únosnost průřezu (Tipka 2019).

Z typického příkladu grafu interakčního diagramu (Obrázek 5) vyplývá, že tvar konstrukce není optimální - rozhodujícím parametrem jsou ohybové momenty.



Obrázek 5: Příklad interakčního diagramu se zobrazenými kritickými místy A-H na horním (+) a spodním (-) povrchu.

* Školitel: Ing. Josef Novák, Ph.D.

V rámci objektu kostela bylo navrženo několik skořepinových konstrukcí. Každá z nich byla z hlediska návrhu jedinečnou konstrukcí. Jednotlivé konstrukce byly odlišné především geometricky, a tudíž i z hlediska rozložení vnitřních sil.

Jedním z hlavních řešených dílčích problémů byl tvar skořepinových konstrukcí. Ve výpočetním programu obecně vycházely nezanedbatelné ohybové účinky. Dá se předpokládat, že převzatá geometrie skořepinových konstrukcí není na aplikované účinky zatížení ideálního tvaru a konstrukce by mohla být optimalizována.

6. ZÁVĚR

V rámci objektu kostela bylo navrženo několik skořepinových konstrukcí. Každá z nich byla z hlediska návrhu jedinečnou konstrukcí. Jednotlivé konstrukce byly odlišné především geometricky, a tudíž i z hlediska rozložení vnitřních sil.

Z hlediska návrhu skořepinových konstrukcí je velice výhodné konstrukce navrhovat dle membránové teorie (Kapitola 4.2). Pro docílení tohoto stavu je nutné dokonale navrhnout tvar konstrukce na předem definované zatížení, což není zcela jednoduché z důvodu proměnlivosti zatížení (sníh, vítr, zatížení teplotou).

Z hlediska technologického postupu existují i geometrické imperfekce způsobené nepřesnostmi při betonáži prvků, které mohou optimální tvar konstrukce také mírně narušit.

Je tedy zřejmé, že popsat a navrhovat skořepinové konstrukce v běžné praxi pomocí této teorie je skoro nereálné. Z toho důvodu se v dnešní praxi navrhuje konstrukce v mnoha případech právě s použitím ohybové teorie, která zohledňuje i účinky ohybových i kroutících momentů.

Tato skutečnost se potvrdila i u konstrukčního návrhu kostela svatého Františka z Assisi, kde díky nevhodnému tvaru skořepiny vznikaly nezanedbatelné ohybové účinky. Ty se nepodařilo snížit ani úpravou napojení jednotlivých skořepin, které do sebe různě zasahovaly a vzájemně se tak ovlivňovaly.

Pro návrh dle ohybové teorie je nutné věnovat pozornost převážně místům, kde hrozí nadměrný vznik ohybových momentů (oblasti podpor, otvorů, napojení na ostatní konstrukční prvky apod.).

PODĚKOVÁNÍ

Tento článek byl vytvořen v rámci Studentské grantové soutěže ČVUT, č. projektu SGS24/041/OHK1/1T/11 - Exploring the Relationship Between Parametric Model Complexity and Optimization Efficiency in Civil Engineering.

Reference

- Stránský, J. (2013). Heinz Isler, stavitel skořepin, in *'Beton-Technologie, Konstrukce, Sanace'*, 9, 10-19.
- Expedia (2023). *Church of Saint Francis of Assisi Tours and Activities*. [online]. [cit. 2024-03-24]. url: <https://www.expedia.com/Church-Of-Saint-Francis-Of-Assisi-Sao-Luiz.d6098666.Vacation-Attraction>.

- Tipka, M. (2019). *Posouzení sloupu – interakční diagram*. Fakulta stavební ČVUT v Praze, 7. října 2019. [cit. 2024 - 03 - 25]. url: https://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/vyuka_soubory/NNKB/pomucky_NNKB_soubory/10_interakcni_diagram.pdf.
- Šejnoha, J. & Bittnarová, J., (1999). *Skořepiny: Doplnkové skriptum*, Praha: České vysoké učení technické.

ZESILOVÁNÍ BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ POMOCÍ KOMPOZITNÍHO MATERIÁLU - UHPC

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

Zesilování konstrukcí pomocí nabetonávky z ultra-vysokohodnotného vláknobetonu (UHPFRC) je inovativní metodou, která umožňuje zvýšit jejich únosnost a odolnost. Tato metoda vyžaduje optimalizaci tloušťky nabetonávky a správné propojení mezi novou vrstvou UHPFRC a stávající konstrukcí. Výzkum v této oblasti se zaměřuje na identifikaci vhodných typů konstrukcí, optimalizaci tloušťky nabetonávky a zkoumání pevnosti spojení mezi vrstvami.

KLÍČOVÁ SLOVA

Betonové mosty • Zesilování • Obnova • Ultra-vysokohodnotný vláknobeton • UHPFRC nabetonávka

ABSTRACT

Strengthening structures using an overlay of ultra-high performance fiber-reinforced concrete (UHPFRC) is an innovative method that allows for increasing their load-bearing capacity and durability. This method requires optimization of the overlay thickness and proper bonding between the new UHPFRC layer and the existing structure. Research in this area focuses on identifying suitable types of structures, optimizing overlay thickness, and investigating the strength of connections between layers.

KEYWORDS

Concrete bridges • Strengthening • Rehabilitation • Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete • UHPFRC overaly

1. ÚVOD

Vyztužené betonové konstrukce, vykazují vynikající vlastnosti z hlediska konstrukčního chování. Pokud jsou tyto konstrukce vystaveny silným vlivům okolního prostředí a vysokému mechanickému namáhání, 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.

Vyztužené betonové konstrukce, jako jsou mosty, budovy, průmyslové objekty, vodohospodářské stavby a další, vynikají z hlediska konstrukčního chování. Avšak vlivem okolního prostředí a mechanického zatížení se jejich odolnost a životnost snižují. Obnova a rekonstrukce těchto konstrukcí je ekonomicky náročná, a proto je důležité zpřesňovat informace o jejich dlouhodobém působení a poruchách a rozvíjet možnosti jejich oprav a zesilování.

V posledních letech se vyvíjí materiály na bázi cementu s výjimečnými mechanickými vlastnostmi a trvanlivostí - ultra-vysokohodnotné betony (UHPC). UHPC se používají jako kompozitní materiály vyztužené vlákny (UHPFRC). Tyto materiály se vyznačují:

- Vysokou pevností v tlaku (až 180 MPa)
- Vysokou pevností v tahu (10-15 MPa)
- Nízkou propustností
- Odolností proti agresivním vlivům prostředí

UHPFRC je ideální materiál pro zvýšení životnosti a únosnosti konstrukcí. Jednou z metod je zesílení konstrukce pomocí UHPFRC nabetonávky, kdy se na stávající konstrukci nanáší tenká spřažená vrstva. Tato metoda umožňuje:

- Zvýšení únosnosti a odolnosti konstrukce
- Prodloužení životnosti konstrukce
- Snížení nákladů na údržbu
- Rychlou a efektivní metodu
- Možnost použití v obtížně dostupných místech

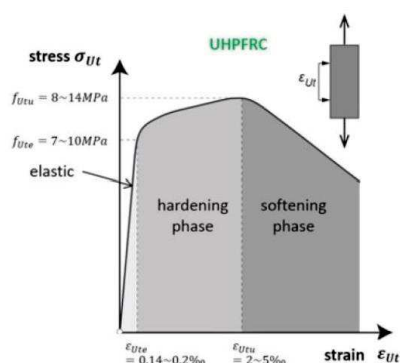
Zesilování konstrukcí pomocí UHPC je inovativní a efektivní metoda, která umožňuje prodloužení životnosti a zvýšení únosnosti široké škály konstrukcí s nízkými náklady na údržbu. [1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10]

* Školitel: doc. Ing. Iva Broukalová, Ph.D.

2. ULTRA-VYSOKOHODNOTNÝ VLÁKNOBETON

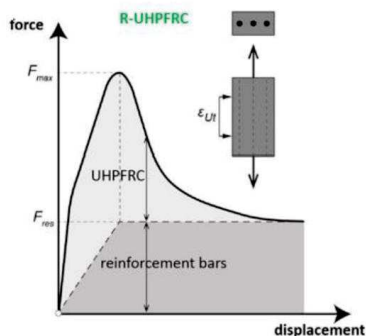
Ultra-vysokohodnotný vláknobeton (UHPFRC) se řadí mezi inovativní materiály, které otvírají dveře k revolučním řešením v oblasti stavebnictví. Vyniká především výjimečnou pevností, odolností a flexibilitou, čímž umožňuje navrhovat dříve nepředstavitelné konstrukce.

Pevnost v tlaku UHPFRC dosahuje až 180 MPa, což je více než pětinašobek běžného betonu. Pevnost v tahu za ohybu se pohybuje okolo 15 MPa, desetinásobně více než u běžných materiálů. Díky tomu je UHPFRC ideální pro konstrukce s vysokým zatížením a odolností proti opotřebení.



Obrázek 1: Pracovní diagram nevztláčeného UHPC – v tahu [11]

Nízký vodní součinitel a kvalitní materiály zaručují mimořádnou odolnost UHPFRC proti agresivním prostředím a pronikání vody. Prodloužená životnost konstrukcí z UHPFRC je několikanásobně delší než u běžných betonů, čímž se snižují náklady na údržbu a opravy.

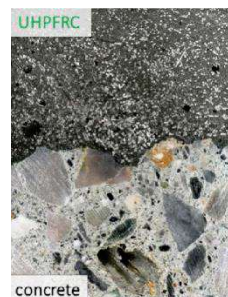


Obrázek 2: Pracovní diagram vyztuženého UHPC – v tahu [11]

UHPFRC umožňuje navrhovat tenkostěnné a elegantní konstrukce s neomezenými možnostmi tvarování. Díky tomu se otvírají dveře k inovativní architektuře a designu, které posouvají hranice stavebnictví do dříve nepředstavitelných oblastí.

Základem UHPFRC je portlandský cement, jemné kamenivo s vysokou pevností (často čedič), plastifikátory pro zlepšení zpracovatelnosti a příměsi pro dosažení optimální hustoty

(popílek, mikrosilika, nanosilika). Klíčovou součástí je rozptýlená výztuž ve formě vláken, nejčastěji ocelových, která zajišťuje vysokou pevnost, duktilitu a zabraňuje vzniku mikrotrhlin.



Obrázek 3: Porovnání normálního betonu a UHPC v řezu [11]

I přes nesporné výhody má UHPFRC i svá úskalí. Vysoká cena materiálu a náročná výroba zatím brání jeho širšímu rozšíření. Také specifické znalosti a technologie potřebné pro práci s UHPFRC představují jistou překážku. Přesto má UHPFRC velký potenciál stát se materiálem budoucnosti. Umožňuje navrhovat inovativní a trvalé konstrukce, zkracuje dobu výstavby a přispívá k udržitelnosti a ekologické šetrnosti stavebnictví. [13, 14, 15]

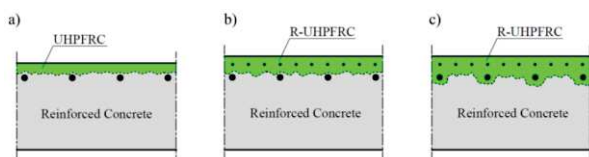
3. ZESILOVÁNÍ POMOCÍ NABETONÁVKY

Principem zvyšování únosnosti a životnosti stávajících betonových mostů pomocí nabetonávky z UHPFRC je přidání vrstvy betonu na již existující, poškozenou nebo málo únosnou konstrukci. Zesílení pomocí nabetonávky se uplatňuje tam, kde lze nejlépe využít vlastnosti UHPFRC, a to především na částech konstrukcí vystavených silným účinkům vnějšího prostředí, jako jsou voda či 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 se využívá jak k zvýšení únosnosti konstrukce, tak i jako ochranná a vodotěsná vrstva na povrchu.

Pokud má nová vrstva nabetonávky z UHPFRC sloužit pouze k ochraně podkladového betonu před pronikáním vody a chloridů, postačí vrstva o tloušťce 25 až 40 mm. Avšak v případě, že má být nabetonávka vložena za účelem zvýšení konstrukční odolnosti a je v ní zahrnuta ocelová výztuž, musí být její tloušťka minimálně 40 mm a zároveň musí být zaručeno krytí výztuže minimálně 15 mm.

V případě, že je na konstrukci poškozena výztuž korozi nebo beton vysokou kontaminací chloridů, 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 se přizpůsobí potřebě zesílení, a je možné ji tak upravit podle konkrétní situace.



Obrázek 4: Nabetonávka z UHPFRC: a) Ochranná funkce b) Zesílení a ochranná funkce c) Zesílení a ochranná funkce s nově vloženou výztuží [1]

Pro zajištění optimálního spojení obou vrstev, jak starého betonu, tak nové nabetonované vrstvy z UHPFRC, je nutné zajistit správné propojení mezi těmito vrstvami. Toho lze dosáhnout pískováním, vysokotlakým tryskáním vodou nebo broušením kontaktní plochy podkladového betonu. Drsnost takto upraveného povrchu by měla dosahovat 3 až 5 mm. [1, 4, 5]



Obrázek 5: Povrchová úprav betonu - zleva: nízkotlaký vodní paprsek, tryskání pískem, vysokotlaký vodní paprsek [12]

Následně je třeba odstranit veškeré uvolněné částice a látky, které by mohly oslabit spojení mezi vrstvami. Před samotnou betonáží nabetonávky by měl být podklad dostatečně navlhčen, aby došlo ke správnému spojení obou vrstev.

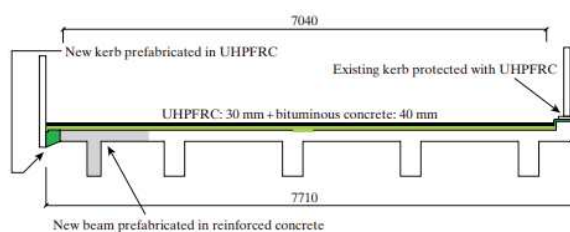
Styčné spáry by také měly být většinou opatřeny sprahovací výztuží. V případě, že by tomu tak nebylo, by mohlo dojít k oddělení nabetonávky od podkladu, například vlivem dynamických a opakovaných zatížení, a rozdílných deformací mezi původní konstrukcí a nabetonávkou.

4. 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. [1, 10]

4.1. Most přes řeku La Morge

V roce 2004 byla ve Švýcarsku poprvé použita technologie UHPFRC (ultra-vysokohodnotný vláknobeton) pro rehabilitaci a rozšíření silničního mostu o délce 10 m přes řeku La Morge. Most byl rozšířen prefabrikovaným železobetonovým nosníkem, který byl spojen s prefabrikovaným římsovým nosníkem z UHPC. Povrch mostovky znečištěný chloridy byl odstraněn, ošetřen tryskáním a nahrazen 30 mm vrstvou UHPC. Celá rehabilitace trvala jeden měsíc a funkčnost UHPC byla ověřena zkouškami propustnosti vzduchu. [10]



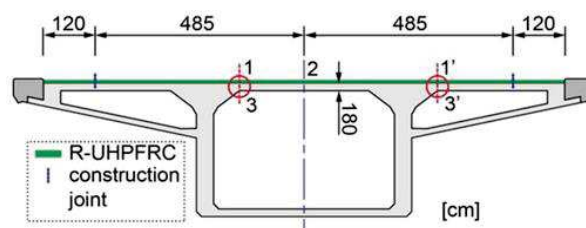
Obrázek 6: Příčný řez mostem po sanaci pomocí UHPFRC [10]

4.2. Chillon viadukt

Chillonské viadukty představují dva paralelní předpjaté betonové dálniční mosty o celkové délce 2120 metrů, které byly dokončeny v období mezi lety 1966 a 1969. Konstrukce betonových částí prokázala známky alkalické reakce kameňáka, což vedlo k oslabení struktury betonu a snížení jeho pevnosti v průběhu času. S cílem zajistit bezpečnost a spolehlivost konstrukce byla zvolena metoda posílení mostů přidáním vrstvy ultra-vysokopevnostního vláknobetonu (UHPFRC), a to s ohledem na dobu trvání zásahu a náklady.

Posílení konstrukce proběhlo v letech 2014 a 2015 a jeho hlavními cíli bylo zvýšení ohybové a smykové odolnosti v příčném směru, zvýšení tuhosti konstrukce, snížení napětí ve výztuži, zajištění vodotěsnosti pro zlepšení trvanlivosti a zkrácení času potřebného k dokončení prací. Nabetonávka byla provedena pomocí jedné vrstvy o celkovém objemu 2350 m³, aplikované pomocí upraveného silničního finišeru. Před uložením betonu byla odstraněna vrstva krycího betonu tloušťky 10 mm a povrch byl očištěn vysokotlakým vodním paprskem.

Celková tloušťka horní desky komorového nosníku činí 180 mm, přičemž vrstva nabetonávky má tloušťku 40 mm a obsahuje příčnou ocelovou výztuž o průměru 12 mm. Nad pilíři byla tloušťka nabetonávky zvětšena na 50 mm a byly přidány podélné ocelové pruty o průměru 12 mm pro zvýšení momentové únosnosti.



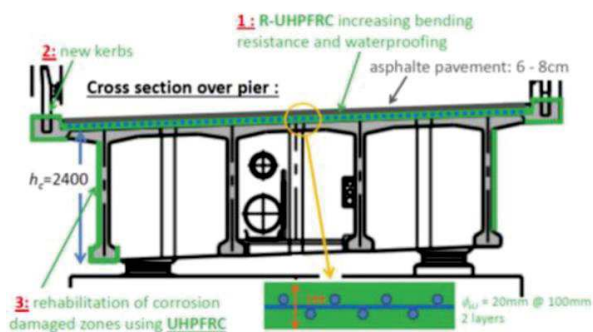
Obrázek 7: Příčný řez mostem po opravě s UHPFRC [1]

Díky provedeným úpravám došlo k zvýšení 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 se zvýšila o 20 %. [1, 2]

4.3. Dálniční mosty ve Švýcarsku

V letech 2017 až 2019 byla v rámci Švýcarska provedena rehabilitace tří dálničních mostů, jejichž vznik se datuje téměř před padesáti lety, přičemž celková délka těchto mostů dosahuje 1050 metrů. Konstrukčně jsou tyto mosty tvořeny čtyřmi prefabrikovanými předpjatými nosníky o délce 40 metrů, které

v podélném směru působí jako spojitý nosník. Zjištěné škody na výztuži mostů a zohlednění budoucích dopravních zatížení ukázaly, že mosty nevyhovují požadavkům na zatížitelnost.



Obrázek 8: Příčný řez nad pilířem - rozsah opravy [1]

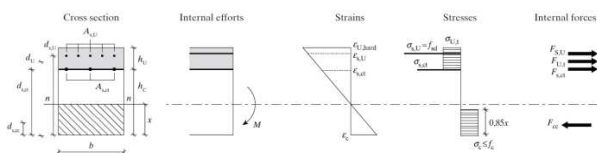
Rehabilitace byla zaměřena na zvýšení únosnosti a torzní tuhosti pomocí rozšíření vrstvy ultra-vysokopevnostního vláknobetonu (UHPFRC), který zároveň slouží jako hydroizolační vrstva. V polích mostů byla aplikována nabetonávka o tloušťce 45 mm s příčnou výztuží. Nad pilíři byla provedena vrstva o tloušťce 100 mm s vloženou příčnou a podélnou výztuží pro zvýšení momentu únosnosti, což umožňuje plastické přerozdělení momentů z polí nad pilíři. UHPFRC bylo rovněž použito k opravě lokálních poškození nosníků. [1]

5. VÝZKUM ZESILOVÁNÍ KONSTRUKCÍ POMOCÍ NABETONÁVKY Z UHPFRC

V rámci výzkumu zesilování konstrukcí pomocí nabetonávky z ultra-vysokohodnotného vláknobetonu (UHPFRC) se zaměřujeme na optimalizaci tloušťky nabetonávky a vliv typu konstrukce na účinnost zesílení. Tato kapitola představuje současný stav poznání a hlavní směry výzkumu v této oblasti.

5.1. Optimalizace tloušťky nabetonávky

Studie se zabývají vlivem tloušťky nabetonávky na její účinnost při zesilování konstrukce. Cílem je nalézt optimální tloušťku nabetonávky pro různé typy konstrukcí a úrovně poškození. Experimentální a numerické analýzy jsou prováděny za účelem stanovení minimální tloušťky nabetonávky potřebné k dosažení požadovaných úrovní zesílení a životnosti konstrukce.



Obrázek 9: Analýza rovinného zesíleného průřezu v ohybu [11]

5.2. Typ konstrukce a tloušťka nabetonávky

Výzkum se zaměřuje na identifikaci vhodných typů konstrukcí pro aplikaci metody zesilování pomocí nabetonávky z UHPFRC. Různé typy mostů, budov a dalších betonových konstrukcí jsou zkoumány z hlediska jejich reakce na zesílení a optimální tloušťky nabetonávky. Tyto analýzy zahrnují posouzení mechanických vlastností, deformačního chování a dlouhodobé trvanlivosti.

5.3. Propojení mezi novou vrstvou UHPFRC a stávající konstrukcí

Důležitým aspektem výzkumu je studium propojení mezi novou vrstvou UHPFRC a stávající betonovou konstrukcí. Zajištění správného spojení mezi oběma vrstvami je klíčové pro dosažení optimálního přenosu sil a zajištění dlouhodobé stability. Experimentální testy a numerické simulace budou prováděny k posouzení pevnosti spojení, adheze a odolnosti vůči prostředí.

5.4. Výzkumné trendy

Aktuální výzkum v oblasti zesilování konstrukcí pomocí nabetonávky z UHPFRC se zaměřuje na další optimalizaci metod a postupů aplikace, včetně vývoje nových adhezivních systémů, technologií aplikace a monitorování dlouhodobého chování zesílených konstrukcí.

6. ZÁVĚR

Výzkum zesilování betonových konstrukcí pomocí nabetonávky z UHPFRC nabízí inovativní přístup k prodloužení životnosti a zvýšení únosnosti těchto konstrukcí. Optimalizace tloušťky nabetonávky a správné propojení mezi vrstvami jsou klíčové pro úspěch této metody. Aktuální výzkum se zaměřuje na další optimalizaci metod a technologií aplikace, včetně vývoje nových adhezivních systémů. Zesilování konstrukcí pomocí UHPFRC představuje efektivní a udržitelný způsob pro zajištění dlouhodobé stability a bezpečnosti betonových struktur.

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek vznikl za finanční podpory ČVUT v Praze v rámci projektu SGS24/040/OHK1/1T/11.

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] BRÜHWILER, Eugen; SHEN, Xiujiang. Strengthening of existing structures using R-UHPFRC: principles and conceptual design. In: *The 2nd ACF Symposium 2017—Innovations for Sustainable Concrete Infrastructures*. 2017.
- [12] GRAYBEAL, Benjamin A., et al. *Bond of field-cast grouts to precast concrete elements*. United States. Federal Highway Administration, 2017.
- [13] KALNÝ, Milan; KOMANEC, Jan; KVASNIČKA, Václav. Metodika pro navrhování prvků z UHPC. Praha, 2015.
- [14] COUFAL Robert, VÍTEK Jan L., PROCHÁZKOVÁ Alena. Praktická zkušenost s výrobou a dopravou uhpc. In: TBG Metrostav [online]. 2015, č. 2, str. 28
- [15] 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.
- [17] SGS24/040/OHK1/1T/11: Moderní cementové kompozity a jejich efektivní použití v konstrukcích

VYUŽITÍ MATEMATICKÉHO MODELOVÁNÍ POŽÁRU PŘI POSUZOVÁNÍ POŽÁRNÍ ODOLNOSTI V TUNELECH

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

Tento příspěvek se zabývá využitím matematického modelování požáru při posuzování požární odolnosti tunelového ostění. Jsou zde stručně nastíněny základní požadavky na požární bezpečnost silničních tunelů a metody matematického modelování požáru v tunelech. Pro ilustrativní příklad raženého železobetonového silničního tunelu je provedena teplotní analýza pomocí zónového modelu vytvořeného v programu CFAST a CFD modelu (Computational Fluid Dynamics) vytvořeného v programu FDS. Následně je provedena teplotní analýza tunelového ostění se zaměřením na kritickou teplotu ve výztuži pro různé varianty osové vzdálenosti výztuže od líce konstrukce. Tyto výsledky jsou nakonec zhodnoceny.

KLÍČOVÁ SLOVA

Tunel • Požár • Požární odolnost • CFAST • FDS

ABSTRACT

This paper deals with the utilization of mathematical fire modelling in assessing the fire resistance of tunnel linings. It briefly outlines the basic requirements for fire safety in road tunnels and methods of mathematical fire modelling in tunnels. For illustrative purposes, a thermal analysis of a bored reinforced concrete road tunnel is conducted using fire zone model created in the CFAST software tool and the CFD model (Computational Fluid Dynamics) created in the FDS software tool. Subsequently, a thermal analysis of the tunnel lining is performed, focusing on the critical temperature in the reinforcement for various axial distances of the reinforcement from the surface of the structure. These results are then evaluated.

KEYWORDS

Tunnel • Fire • Fire Resistance • CFAST • FDS

1. ÚVOD

Četnost požárů v tunelech je sice statisticky menší než v uzavřených budovách, nesou s sebou však specifická rizika (*Ingason a kol. 2015*). I v dnešní době je proto snaha zvyšovat požární bezpečnost v tunelech a reagovat např. na vývoj nových technologií a materiálů tunelového ostění.

Pro stanovení požární odolnosti konstrukce tunelového ostění 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. Současně nejvíce používané přístupy v posuzování požární odolnosti tunelového ostění jsou většinou založeny na jednoduchých modelech požáru reprezentovaných např. nominálními teplotními křivkami (ČSN EN 1991-1-2). V závislosti na zvoleném požárním scénáři však mohou být v některých případech tyto modely velmi konzervativní. Oproti tomu zpřesněné modely požáru (nejčastěji CFD modely) mohou přesněji přiblížit skutečný průběh požáru v hořícím prostoru, což může přispět ke zlepšení požární bezpečnosti tunelu a ekonomičnosti návrhu konstrukce ostění. Nevýhodou CFD modelů je však velká časová náročnost. Zónové modely požáru jsou oproti CFD modelům velmi rychlé, ale s ohledem na jejich limity neexistuje dostatečné množství odborných studií o vhodnosti jejich použití pro tunely. Cílem této studie bylo porovnat průběhy teplot uvnitř tunelového ostění ve vazbě na požární odolnost konstrukce a možnou ekonomičnost návrhu.

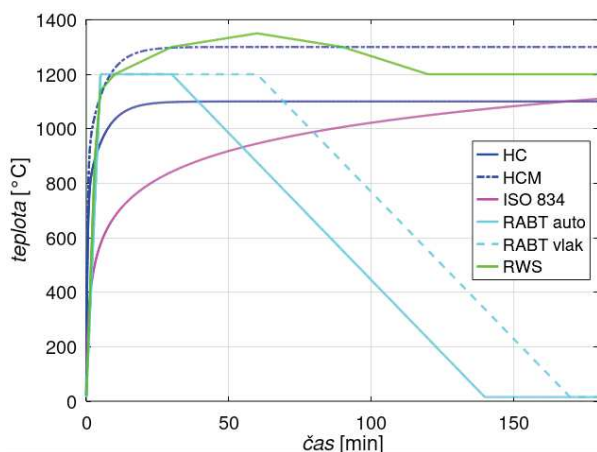
2. POŽADAVKY NA POŽÁRNÍ BEZPEČNOST SILNIČNÍCH TUNELŮ

Pro projektování silničních tunelů v České republice platí norma ČSN 73 7507 spolu s technickými podmínkami TP 98. Tunely musí splňovat požadavky na požární bezpečnost, ochranu osobní bezpečnosti a zdraví, plynulost a bezpečnost provozu a zároveň musí být ekonomicky efektivní a minimalizovat nároky na údržbu (v souladu s ČSN 73 7507, čl. 4.1.3). Projektová dokumentace tunelu řeší hodnocení rizik a požárně bezpečnostní řešení stavby (v souladu s Vyhl. č. 246/2001 Sb.). Pro tunely délky přes 500 m se zpracovává bezpečnostní dokumentace tunelu (v souladu s ČSN 73 7507, čl. 4.1.4). ČSN 73 7507 dále kategorizuje silniční tunely podle délky na krátké (více než 100 m až 500 m), střední (více než 500 m až 1000 m) a dlouhé (delší než 1000 m). Dle ČSN 73 7507, čl. 4.1.4 je z hlediska požární bezpečnosti staveb dopravní prostor tunelové trouby taxativně zařazen do V. stupně požární bezpečnosti (krátké tunely), nebo do VII. stupně požární bezpečnosti (střední a dlouhé tunely). Požadovaná doba požární nosnosti (střední a dlouhé tunely). Požadovaná doba požární nosnosti a požárně dělicích konstrukcí je 120 minut (pro V. SPB), resp. 180 minut (pro VII. SPB) v souladu s 73 0802, tabulkou 12 (hodnoty je vztahují k normové teplotní křivce).

* Školitel: Ing. Josef Novák, Ph.D., školitel specialista: Ing. Martin Benýšek, Ph.D.

3. MATEMATICKÉ MODELOVÁNÍ POŽÁRU V TUNELECH

Z hlediska matematického modelování požáru patří mezi nejednodušší modely požáru nominální teplotní křivky (např. normová teplotní křivka ISO 834), na nichž je obvykle založeno posuzování požární odolnosti konstrukcí v požárně inženýrské praxi (ČSN EN 1991-1-2, viz také Benýšek 2021). Při požárech v tunelech může být nárůst extrémních teplot mnohem rychlejší než v budovách, proto jsou také nominální teplotní křivky určené pro tunely výrazně přísnější oproti křivkám používaným pro budovy (Obr. 1). Při posuzování požární odolnosti tunelů v ČR je dle ČSN EN 1991-1-2 navíc možné používat i normovou teplotní křivku, přestože např. při požáru nákladního vozidla mohou teploty v tunelu přesahovat hodnoty této křivky. Na druhou stranu, některé nominální teplotní křivky určené pro tunely mohou být v určitých případech velmi konzervativní.



Obr. 1: Nominální teplotní křivky určené pro tunely dle Eurokódu a pomocí programu FMC (Benýšek, Štefan 2015)

Vyjma těchto jednoduchých modelů požáru existují i zpřesněné (pokročilé) modely požáru, mezi něž se řadí především modely dynamického proudění kapalin a plynů, tzv. CFD modely a zónové modely požáru (ČSN EN 1991-1-2, viz také Svobodová et al. 2021). CFD modely jsou široce využívány v praxi založené na požárně inženýrském přístupu (Ingason a kol. 2015; Kučera a Pezdová 2010). Do dnešního dne existuje mnoho aplikací matematického modelování požáru při reálných situacích v silničních tunelech. Výsledky získané z numerických modelů mohou sloužit jako podklad pro hodnocení rizik bezpečnosti osob přítomných v železničních tunelech v kontextu vytváření návrhu požární bezpečnosti železničních tunelů (Van Weyenberge a kol. 2015, Papakonstantinou a kol. 2023).

Oproti tomu zónové modely požáru všeobecně nejsou vhodné pro tunely, neboť nejsou určeny pro simulace prostorů s jedním převládajícím rozměrem (Ingason a kol. 2015; Klote a Forney 1993; Kučera a Pezdová 2010; Karlsson a Quintiere 1999). Do dnešního dne bylo vyvinuto několik zónových modelů, které byly validovány i pro liniové stavby, např. zónový model CFAST (Peacock a kol. 2019). Jejich hlavní výhodou ve srovnání s CFD modely je rychlost výpočtu, ale s ohledem na jejich limity neexistuje dostatek studií o vhodnosti jejich použití pro tunely. Při správné aplikaci může zónový model

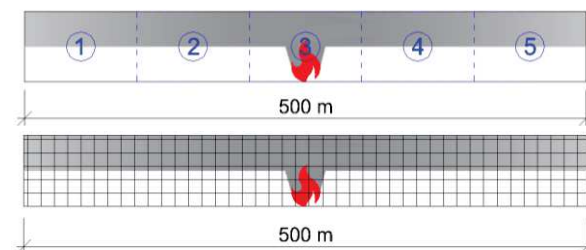
CFAST představovat potenciál např. z hlediska rychlé představy o přibližných teplotách v hořícím tunelu.

4. ILUSTRATIVNÍ PŘÍKLAD

Jako vzorový příklad je zde uvažován požár v raženém železobetonovém silničním tunelu délky 500 m. Tunel má idealizovaný obdélníkový průřez šířky 10 m a světlé výšky 5 m. Tloušťka ostění tunelu je 400 mm. Zvoleným požárním scénářem je hoření nákladního vozidla s nákladem dřeva o celkových rozměrech 2,5 x 15,0 m a výšce 3,4 m. Dle statistik způsobují právě požáry těžkých nákladních vozidel nejzávažnější následné škody (Ingason et al. 2015).

4.1. Modelování požáru

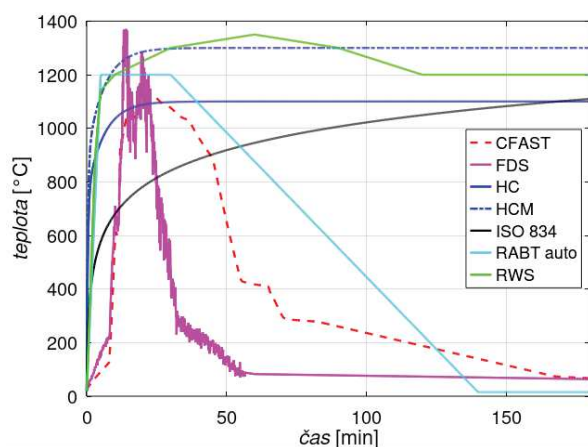
Řešený požární scénář byl simulován v zónovém modelu CFAST (Peacock a kol. 2023) a pro porovnání i v CFD modelu FDS (McGrattan a kol. 2024). Okrajovou podmínkou pro modelování požáru byla křivka rychlosti uvolňování tepla převzatá z existujícího experimentu (Ingason a kol. 2005). Definovány byly materiály konstrukcí i jejich charakteristiky. Zdroj požáru byl umístěn vždy uprostřed tunelu. Jako palivo byl uvažován materiál na bázi dřeva s chemickým vzorcem $C_6H_{10}O_5$ a spalným teplem 18,1 MJ/kg. V případě programu CFAST byly zohledněny limity zónových modelů požáru týkající se rozměrů liniových prostorů. Řešený tunel byl proto rozdělen na pět stejných segmentů v poměru stran 10:1 (Obr. 2), které jsou mezi sebou spojeny virtuálními otvory vytvářejícími spojitý tunel (viz také Bamonte a kol. 2011, Svobodová a kol. 2022). V programu FDS byla vzhledem k dlouhé výpočetní době (v řádu několika dní) uvažována hrubší výpočetní síť s přibližně 130 tis. buňkami.



Obr. 2: Schéma tunelu: (nahore) CFAST; (dole) FDS

Výsledkem teplotní analýzy uvnitř tunelu je průběh maximálních teplot horkých plynů uvnitř hořícího tunelu. Graf je doplněn i o všechny nominální teplotní křivky, které je možné použít pro silniční tunely (Obr. 3), tj. uhlovodíková (HC) a modifikovaná uhlovodíková (HCM) teplotní křivka, normová teplotní křivka (ISO 834), křivka RABT-ZTV pro automobil a RWS křivka. Zaměříme-li se na výsledky ze zpřesněných modelů požáru, lze vidět, že teplotní křivka z programu FDS má v prvotní fázi růstu (cca do 13. minuty) podobný průběh jako křivka z programu CFAST, ale poté následuje prudké rozvinutí požáru trvající přibližně do 22. minuty, kdy nastává chladnutí. Maximální teploty v FDS (cca 1370 °C) je dosaženo cca ve 14. minutě. Oproti tomu je v případě programu CFAST doba plně rozvinutého požáru přibližně dvakrát delší a maximální teploty (cca 1130 °C) je dosaženo cca ve 22. minutě. Průběh normové teplotní křivky (ISO 834) má pozvolnější nárůst a nemusí proto dobře reflektovat skutečný průběh požáru

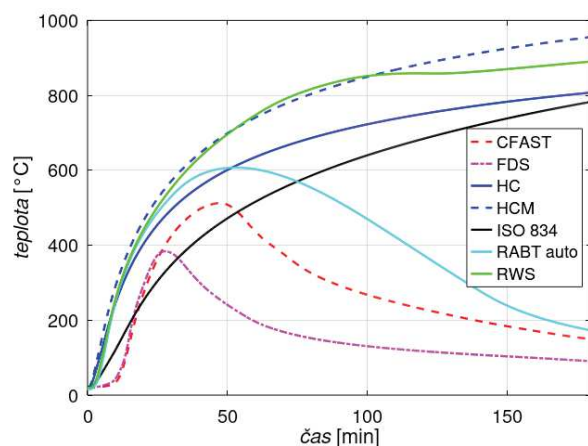
v tunelu, zejména při požáru s mimořádně velkým uvolněným teplem (např. požár těžkého nákladního vozidla s hořlavým nákladem). Ostatní nominální teplotní křivky mají rychlejší nárůst teplot, ale vyjma křivky RABT-ZTV nezahrnují fázi chladnutí.



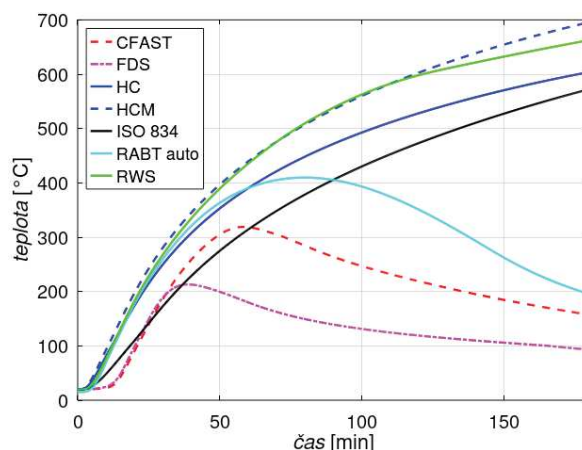
Obr. 3: Průběh teplot v posuzovaném tunelu pro vybrané modely požáru v čase 0 až 180 minut

4.2. Teplotní analýza tunelového ostění

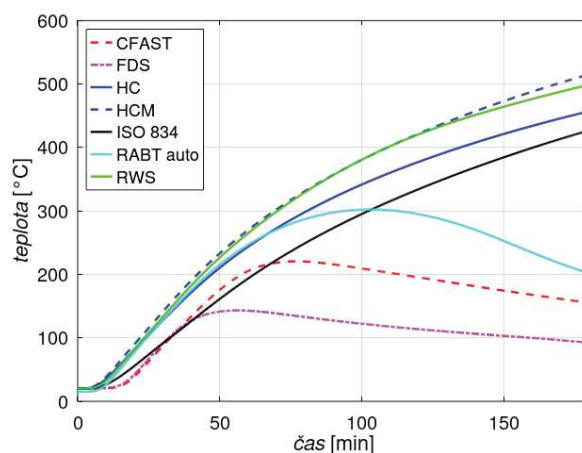
Pro ostění řešeného tunelu byly stanoveny průběhy teplot ve výztuži pomocí výpočetního programu TempAnalysis (Štefan a kol. 2009), který funguje na principu řešení rovnice přenosu tepla jedním směrem (viz Štefan 2015). Okrajovou podmínkou výpočtu byly průběhy teplot pro vybrané modely požáru. Materiálové vlastnosti betonu v závislosti na teplotě byly převzaty z ČSN EN 1992-1-1. Byla uvažována počáteční teplota 20 °C, horní mez tepelné vodivosti, počáteční vlhkost 1,5 % hmotnosti betonu, počáteční objemová hmotnost 2300 kg/m³, součinitel přestupu tepla 25-50 W·m⁻²·K⁻¹ a emisivita 0,7. Vliv výztuže na distribuci teplot prvkem byl zanedbán. Na odvrácené straně průřezu je předepsán nulový tepelný tok (Štefan a kol. 2009). Výsledkem teplotní analýzy tunelového ostění je průběh teplot ve výztuži (Obr. 4-6). Vypočtena je teplota ve vzdálenosti $x = 20$ mm, $x = 40$ mm a $x = 60$ mm od lince ostění. Vypočtené průběhy teplot mohou sloužit jako podklad pro mechanickou analýzu a pro posouzení požární odolnosti konstrukce, např. pomocí zjednodušených, nebo zpřesněných výpočetních metod dle ČSN EN 1992-1-2.



Obr. 4: Průběh teplot ve výztuži (ve vzdálenosti $x = 20$ mm od lince ostění) pro vybrané modely požáru



Obr. 5: Průběh teplot ve výztuži (ve vzdálenosti $x = 40$ mm od lince ostění) pro vybrané modely požáru



Obr. 6: Průběh teplot ve výztuži (ve vzdálenosti $x = 60$ mm od lince ostění) pro vybrané modely požáru

Pro tyto účely bylo provedeno zjednodušené posouzení požární odolnosti tunelového ostění pouze na základě kritické teploty oceli. Sledován byl čas, kdy je v konstrukci ve vzdálenosti „ x “ dosažena teplota 500 °C (Tab. 1), přičemž pokud této teploty po celou sledovanou dobu nebylo dosaženo, čas je značen jako „nestanoven“.

Tab. 1: Čas dosažení teploty 500 °C ve vzdálenosti „ x “ od lince ostění pro různé teplotní křivky

Teplotní křivka	Čas dosažení teploty 500 °C ve vzdálenosti „ x “ od lince ostění [min]		
	$x = 20$ mm	$x = 40$ mm	$x = 60$ mm
CFAST	41,0	nestanoven	nestanoven
FDS	nestanoven	nestanoven	nestanoven
HC	30,6	104,0	nestanoven
HCM	22,7	77,6	168,6
ISO 834	56,2	134,2	nestanoven
RABT auto	26,4	nestanoven	nestanoven
RWS	24,8	77,0	180,0

Na základě těchto výsledků vychází nejprůběžnější zpřesněné modely požáru (program FDS a CFAST) a normová teplotní křivka (ISO 834). S rostoucí osovou vzdáleností výztuže od povrchu se i zvyšuje doba, kdy je ve výztuži dosažena kritická teplota oceli. Oproti tomu nejkonzervativnější výsledky jsou získány na základě modifikované uhlovodíkové teplotní křivky (HCM) a křivky RABT-ZTV pro automobil. Při variantě vzdálenosti $x = 60$ mm od lince ostění ve většině případů

(vyjma HCM křivky) nebyla dosažena kritická teplota výztuže 500 °C po celou sledovanou dobu maximální požadované požární odolnosti konstrukce, tj. 180 minut. Použití zpřesněných modelů požáru může vést k ekonomičtějšímu návrhu konstrukce.

5. ZÁVĚR

Tento příspěvek se věnoval využití matematického modelování požáru při posuzování požární odolnosti tunelového ostění. Byla provedena teplotní analýza raženého železobetonového silničního tunelu délky 500 m. Požár byl modelován pomocí zónového modelu v programu CFAST a pro porovnání pomocí CFD modelu v programu FDS. Graf znázorňující průběhy maximálních teplot v prostoru byl doplněn i o nominální teplotní křivky určené pro silniční tunely. Následně byla provedena teplotní analýza tunelového ostění. Pro různé varianty vzdálenosti od líce ostění byla zjišťován čas, kdy bude v konstrukci dosažena kritická teplota oceli 500 °C.

Z uvedených výsledků vyplývá, že v rámci této studie vychází nejpříznivěji zpřesněné modely požáru (program FDS a CFAST). Nominální teplotní křivky (zejména HCM a RABT-ZTV) jsou v porovnání se zpřesněnými modely konzervativnější. Oproti tomu normová teplotní křivka může naopak podhodnocovat výsledné teploty v závislosti na zvoleném požárním scénáři a maximálním uvolněném teple. Použití zpřesněných modelů požáru může celkově vést k ekonomičtějšímu návrhu konstrukce. Program FDS je v požárně inženýrské praxi standardem z hlediska modelování požáru v tunelech. Jeho nevýhodou je však dlouhá výpočetní doba (obvykle v řádu dní). Oproti tomu zónový program CFAST je velmi rychlý (obvykle v řádu minut), ale vzhledem k tomu, že zónové modely všeobecně nejsou určeny pro tunelové stavby (a jiné prostory s jedním převládajícím rozměrem), neexistuje přesvědčivé množství odborných studií o vhodnosti jeho použití pro tunely. Z tohoto důvodu je potřeba provést více studií se zaměřením na modelování požáru v tunelech s využitím programu CFAST a jeho porovnání s CFD modely.

PODĚKOVÁNÍ

Tento článek byl vytvořen v rámci finanční podpory Studentské grantové soutěže ČVUT, č. projektu SGS24/039/OHK1/1T/11 a TAČR/CK04000274

Literatura

- INGASON, Haukur, Ying Zhen LI a Anders LÖNNERMARK. *Tunnel Fire Dynamics* [online]. New York, NY: Springer New York, 2015 [vid. 2022-03-14]. ISBN 978-1-4939-2198-0. Dostupné z: doi:10.1007/978-1-4939-2199-7
- ČSN EN 1991-1-2 - Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-2: Obecná zatížení - Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru. 2013
- ČSN 73 7507 – Projektování tunelů pozemních komunikací. 2013
- BENÝŠEK, Martin. Analysis of Fire Resistance of Concrete Structures Based on Different Fire Models [online]. 2021 [vid. 2022-06-13]. Dostupné z: <https://dspace.cvut.cz/handle/10467/98704>
- 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.
- SVOBODOVÁ, N., M. BENÝŠEK a R. ŠTEFAN. Analysis of zone fire models and their application in structural fire design. In: *27th Concrete Days. Curich: Trans Tech Publications*. 2021.
- KUČERA, Petr a Zdeňka PEZDOVÁ. *Základy matematického modelování požáru*. V Ostravě: Sdružení požárního a bezpečnostního inženýrství, 2010. ISBN 978-80-7385-095-1.
- VAN WEYENBERGE, B., X. DECKERS, R. CASPEELE, B. MERCI. Development of a Risk Assessment Method for Life Safety in Case of Fire in Rail Tunnels. *Fire Technology*, 2015. 52. 10.1007/s10694-015-0469-y.
- PAPAKONSTANTINO, D., A. KALLIANIOTIS, A. BENARDOS. ASET Estimation through fire dynamics simulation for various cases of fire incidents in rail tunnels, 2023. 10.1201/9781003348030-392.
- KLOTE, J. a G. FORNEY. *Zone Fire Modelling With Natural Building Flows and a Zero Order Shaft Model*. USA, Gaithersburg: NISTIR, 1993.
- KARLSSON, Björn a James G. QUINTIERE. *Enclosure fire dynamics*. Boca Raton, FL: CRC Press, 1999. Environmental and energy engineering series. ISBN 978-0-8493-1300-4.
- 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*. 2023.
- MCGRATTAN, K., S. HOSTIKKA, R. MCDERMOTT, J. FLOYD a M. VANELLA. *Fire Dynamics Simulator User's Guide*. NIST Special Publication 1019, Sixth Edition, 2024.
- BAMONTE, Patrick, Roberto FELICETTI, Pietro G. GAMBAROVA a Alireza NAFARIEH. On the Fire Scenario in Road Tunnels: A Comparison between Zone and Field Models. *Applied Mechanics and Materials* [online]. 2011, 82, 764–769. ISSN 1662-7482. Dostupné z: doi:10.4028/www.scientific.net/AMM.82.764
- SVOBODOVÁ, N., M. BENÝŠEK, R. ŠTEFAN a J. NOVÁK. Zone modelling of tunnel fires using different tunnel segmentation In: *Recenzovaný Sborník abstraktů XXXI. ročníku mezinárodní konference*. Ostrava: Sdružení požárního a bezpečnostního inženýrství, z.s., 2022. p. 106-108. ISBN 978-80-7385-256-6.
- 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.

VÝZVY PŘI NUMERICKÉM MODELOVÁNÍ KOMPOZITNÍCH PANELŮ ZATÍŽENÍCH VÝBUchem

Vojtěch Šulc, *

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

ABSTRAKT

Předmětem článku je představení vybraných výzev při numerickém modelování kompozitních panelů ocel-beton. Celý článek je součástí probíhajícího experimentálního programu zabývajícího se charakterizací chování spřažených kompozitních konstrukcí ocel-beton vystavených zatížení kontaktním výbuchem. Součástí experimentu jsou 2 sady materiálově různých vzorků po 6 odlišných konfiguracích vyztužení, resp. spřažení. Panely byly po obvodě podepřeny a uprostřed zatíženy. V článku jsou diskutovány způsoby, jak lze modelovat zatížení výbuchem. Mezi základní možnosti, které jsou pro modelování výbuchu vhodné řadíme použití náhradního zatížení (LOAD_BLAST_ENHANCED), náhrady výbušniny pevnými částicemi (SPH) nebo komplexní modelování jak výbušniny, zatěžované konstrukce, tak okolního prostředí (ALE). Dalším důležitým faktorem u numerického modelování kompozitních konstrukcí je správná definice kontaktu na rozhraní jednotlivých materiálů. V našem případě bylo použito několik odlišných definic kontaktu. V článku jsou popsány jednotlivé faktory ovlivňující celkový výsledek výpočtů a následně jsou nastíněny další výzkumné cíle.

KLÍČOVÁ SLOVA

Beton • Ocel • Kompozit • Výbuch • Modelování

ABSTRACT

The subject of this paper is to present selected issues in numerical modelling of steel-concrete composite panels. This paper is part of an ongoing experimental program focused on characterization of behavior of steel-concrete composite structures subjected to contact blast loading. The experiment includes 2 sets of specimens differing in the used type of concrete, of 6 different reinforcement and coupling configurations, respectively. The panels were supported at the edges of the soffit and loaded in the middle. The paper discusses how blast loading can be modelled. Some of the basic options that are suitable for blast modelling include the use of supplementary loading (LOAD_BLAST_ENHANCED), solid particle replacement of the explosive (SPH) or the most comprehensive modelling of both the explosive, the loaded structure and the surrounding environment (ALE). Another important factor in numerical modelling of composite structures is the correct definition of

the interface of the materials. In our case, several different contact definitions were used. In this paper, the different factors influencing the overall result of the calculations are described and then further research objectives are outlined.

KEYWORDS

Blast • Composite • Concrete • Modelling • Steel

1. POPIS EXPERIMENTÁLNÍ PROGRAMU

V rámci experimentu bylo zkoumáno celkem 6 různých betonových panelů ve dvou variantách betonu. V první sadě byl použit běžný beton. V druhé sadě byly zkoumány prvky stejně uspořádány, ale byly zkoušeny prvky z UHPFRC. Jedná se o sady betonových panelů s různými vlastnostmi. Odlišují se různými konfiguracemi umístění ocelových desek i různými spřahujícími prostředky, resp. v některých případech hustotou jejich použití.

Všechny varianty vzorků jsou uvedeny v Tabulce 1.

Tabulka 1 – Přehled všech zkoumaných vzorků z betonu běžné pevnosti

Označení vzorku	Popis vzorků
1.0	Beton vyztužen sítí Ø8/150/150, krytí 30 mm
1.1	Prostý beton se spodní ocelovou deskou tl. 10 mm, spřažení pomocí 4 trnů Ø10/100 v rozích
1.2	Prostý beton se spodní i horní ocelovou deskou tl. 10 mm, spojení pomocí 4 závitových tyčí M10 v rozích
1.3	Prostý beton se spodní i horní ocelovou deskou tl. 10 mm, spojení pomocí 24 závitových tyčí M10
1.4	Beton vyztužen sítí Ø8/150/150 uprostřed výšky, spodní ocelová deska tl. 10 mm, spřažení pomocí 24 trnů Ø10/100
1.5	Beton vyztužen sítí Ø8/150/150 uprostřed výšky, spodní ocelová deska tl. 10 mm, spřažení pomocí 6 spřahovacích lišt tl. 5 mm

Prvky z betonu běžné pevnosti byly zhotoveny z betonu C30/37 XF2 (F.1.1) S4 Dmax16 CEM I 42,5 R Cl 0,2.

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

Všechny vzorky byly betonovány v Kloknerově ústavu ČVUT. Pro kontaktní výbuch bylo použito u všech vzorků 0,5kg Semtexu 1A.

Rozměry všech vzorků jsou shodně 1,0x1,0x0,15 m. Právě volba rozměrů panelů a hmotnost nálože je zásadní. Napříč škálou zkoumaných vzorků se nachází diametrálně odlišně odolné vzorky (např.: velmi odolný vzorek 1.5, respektive větší prvků z UHPFRC, oproti tomu křehký vzorek 1.0). Zároveň bylo nutné zvolit velikost prvků takovou, aby na jeho ploše bylo možné realizovat určitou reálné možnosti spřažení podle normových požadavků.

Porovnání vlivu zmiňovaných různých druhů spřažení bylo jedním z cílů experimentu.

Na Obrázek 1 je patrný panel před výbuchem. Na jeho povrchu je umístěna výbušnina. Po stranách jsou patrné manipulační úchyty. Panel je usazen na svařené ocelové stolici. Tato ocelová stolice byla uložena vždy na dvojici betonových panelů. Pod panelem jsou umístěny kolimátory pro měření PDV.

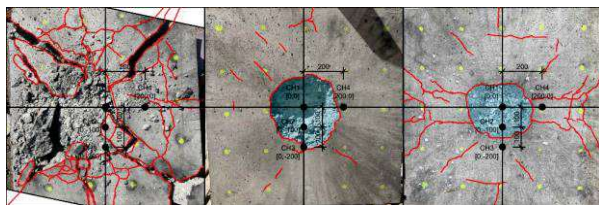
Experiment byl uspořádán na Univerzitě Pardubice za spolupráce se zaměstnanci Ústavu energetických materiálů.



Obrázek 1 – Umístění vzorku před výbuchem

V rámci experimentu byla měřena rychlost spodního povrchu vzorků během odezvy na zatížení výbuchem.

Dále bylo provedeno vyšetření panelů ultrazvukem před a po výbuchu. To bylo učiněno v rastru 200x200 mm. Bohužel u některých vzorků došlo ke kompletní delaminaci vrstev a při měření ultrazvukem nebyly naměřeny žádné hodnoty.



Obrázek 2 – Poškození vzorků 1.1, 1.4 a 1.5 na jejich horním povrchu

Detailnějším popisem uskutečněného experimentu se zabývá předchozí článek (Šulc V., 2023).

2. POPIS MODELU

Za účelem pochopení probíhajících fenoménů byly vytvořeny výpočetní modely v softwaru LS-DYNA, což je široce využívaný konečně-prvkový software pro modelování vysokorychlostních jevů využívající metody explicitní dynamiky. Panely byly modelovány objemovými prvky, a to včetně ocelových

desek, spřahovacích trnů, lišt i betonářské výztuže. V některých zahraničních publikacích jsou na modelování ocelových desek podobných konstrukcí využívány plošné prvky typu SHELL. K tomuto způsobu modelování ocelových desek je dle názoru autora článku možné přistoupit v případě, že se jedná o relativně tenké desky (jednotky mm), které byly v zahraničních publikacích využity. V případě řešených prvků se jedná o ocelové desky tloušťky 10 mm. U tyčových prvků, typicky u betonářské výztuže je možné použít prutové prvky typu BEAM. V řešeném případě byla volena možnost modelování všech částí konstrukce panelu objemovými prvky v jedné síti konečných prvků o stejné hraně krychle délky nejprve 5 mm. Tato síť byla v průběhu prací na výpočetních modelech zjemněna na síť o velikosti 2 mm. Tím samozřejmě došlo k prodloužení výpočetního času.

Každému objemovému prvku je ve výpočetním softwaru přiřazen materiálový model potažmo další vlastnosti jako např. příslušná stavová rovnice (Equation of state = EOS). Ve výzkumném týmu panovala shoda s použitím materiálového modelu MAT_159_CSCM_CONCRETE pro beton, jelikož s ním do té doby byly téměř vždy dobré zkušenosti. Tento materiálový model má velkou výhodu v tom, že ve výpočetním softwaru LS-DYNA existují 2 jeho varianty. Do jednodušší varianty je potřeba zadat jako vstup pouze základní parametry jako objemovou tíhu, tlakovou pevnost a maximální zrno kamene. Na základě těchto údajů dojde na pozadí softwaru k dopočítání ostatních charakteristik. Složitější varianta obsahuje právě tyto na pozadí dopočítávané charakteristiky, které je tedy možno ručně upravovat. Zároveň je možné si na základě jednoduššího modelu vygenerovat všechny potřebné charakteristiky a následně je použít jako vstup pro komplexní model v případě, že je potřeba upravit jen některé jednotlivé charakteristiky. Zvažován byl také materiálový model MAT72_REL3 u kterého však není jednoduché definovat všechny vstupy. (LS-DYNA - Keyword User's Manual - Volume I, 2021)

Model je po obvodu podepřený podporami působícími pouze v tlaku, které by měly reprezentovat podepření ocelovou stolicí. V průběhu experimentu byla pomocí metody PDV měřena rychlost 4 bodů spodního povrchu každého panelu. Rychlosti získané z výpočetního numerického modelu zatím nedosahují takových rychlostí, jako byly rychlosti naměřené při experimentu. To může pramenit z toho, že při výbuchu došlo k zatlačení zkušebního ústrojí sestávající ze zkoušeného vzorku, ocelové stolice a betonových panelů pod stolicí do země. Zároveň je dost dobře možné, že při výbuchu došlo k deformaci samotné ocelové stolice. Do budoucna je tak možné provést zpřesnění výpočtu tím, že dojde k domodelování ocelové stolice s pružným podepřením v její patě.

Vzhledem k husté síti konečných prvků a symetričnosti většiny vzorků bylo přistoupeno ke zjednodušení ve formě modelování pouze ¼ panelu při definování příslušných okrajových podmínek na plochách symetrie. V případě modelování celého panelu se síti konečných prvků 2 mm měl vstupní soubor modelu velikost více než 3 GB a počet řádků vstupního textového souboru ve formátu „k“ přesahoval 38 milionů. Po vymeshování nodů a elementů za pomoci programu MATLAB a následném vytvoření vstupního souboru se nepovedlo tento

vstupní soubor ani otevřít ke kontrole v LS-Dyna PrePost procesoru.

V současné době stále probíhá validace výpočetních modelů.

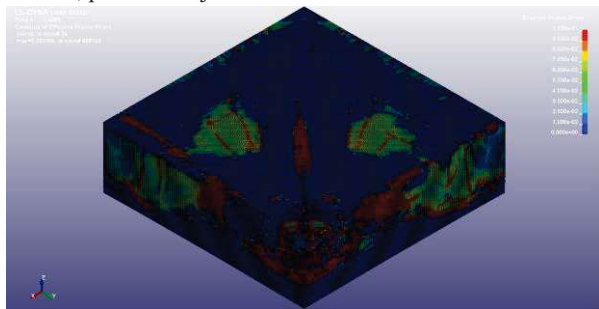
3. MODELOVÁNÍ VÝBUCHU

Pro modelování výbuchu jsou možné v zásadě 3 cesty, kterými se lze vydat. Nejjednodušší způsob je implementace zatížení výbuchem do numerického modelu pomocí ekvivalentního zatížení (LBE). Pokročilejším a zároveň i výpočetně náročnějším je použití hmotných bodů reprezentujících letící částice, resp. účinek výbušniny (SPH). Nejsložitějším je pak modelování zatížení výbuchem včetně modelování okolního prostředí (ALE). V následujících kapitolách jsou jednotlivé způsoby rozloženy. Různými způsoby modelování výbuchu se zabývá publikace (Zahra, 2012).

Ve výstupech z výpočetního softwaru je zobrazována veličina effective plastic strain reprezentující plastické přetvoření zobrazovaného povrchu. Při dosažení hodnoty 1,0 této veličiny dochází k erozi daného elementu.

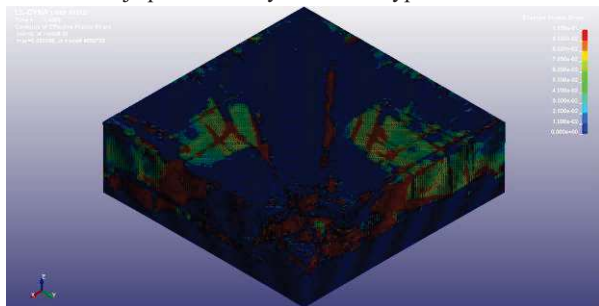
3.1. LOAD_BLAST_ENHANCED (LBE)

Metoda zatížení výbuchem LOAD_BLAST_ENHANCED spočívá v nahrazení zatížení výbuchem náhradním zatížením vycházející z průběhu přetlaku na čele rázové vlny. Tento způsob je jednoznačně nejméně výpočetně náročný. Jako vstup pro toto zatížení stačí ekvivalentní hmotnost TNT a poloha výbušniny. Zároveň je díky své podstatě doporučován pro vzdálenější výbuchy než kontaktní výbuch. Tento způsob modelování výbuchu byl využit právě pro svoji jednoduchost a nenáročnost, při znalosti jeho limit.



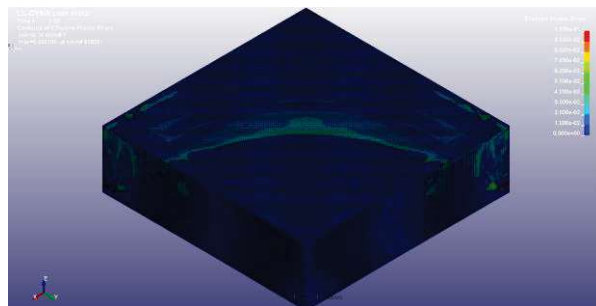
Obrázek 3 – Vzorek 1.1, LBE, čas 2,5 ms, effective plastic strain

Na Obrázku 3 jsou vidět výsledky vzorku 1.1 při použití LBE. Zde dochází k relativně dobré shodě s výsledky experimentu. V reálu došlo u tohoto vzorku k vytvoření 1 hlavní trhliny ze středu vzorku k jeho rohu, kde byl umístěn spřahovací trn. Tato trhlina je patrná i na výsledcích z výpočetního modelu.



Obrázek 4 – Vzorek 1.5, LBE, čas 2,5 ms, effective plastic strain

U vzorku 1.5 došlo k vytvoření ortogonálního trhlinového systému zapříčiněného přítomností ortogonálních spřahovacích lišt. Ve výpočetním modelu ve stejném čase jako u vzorku 1.1. je systém těchto trhlín patrný.



Obrázek 5 – Vzorek 1.2, LBE, čas 1,3 ms, effective plastic strain (pohled na beton)

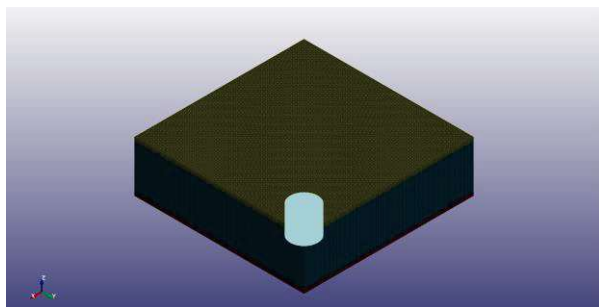
Na Obrázku 4 jsou uvedeny výsledky pro vzorek 1.2, tedy vzorek s horní i spodní ocelovou deskou spojenou 4 svorníky v rozích. V reálu došlo u všech vzorků s horní ocelovou deskou k výraznému promáčknutí ocelové desky do betonu. V žádném výpočetním modelu za použití LBE k tomuto jevu nedošlo a obecně nedošlo k výraznému namáhání potažmo eroze betonu.

Obecně lze z této zkušenosti říct, že většina vzorků bez horní ocelové desky se chovala se zatížením LBE v relativní shodě s experimentem a lze prohlásit, že je možné toto zjednodušení zatížení použít. Pro vzorky s obsahující i horní ocelovou deskou je však nutné hledat vhodnější způsoby modelování.

3.2. Smoothed Particle Hydtodynamics (SPH)

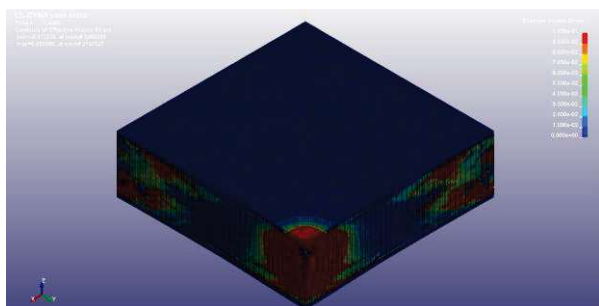
V metodě Smoothed Particle Hydtodynamics (SPH) dochází k diskretizaci hmotnosti výbušniny do hmotných bodů. Ty je možné vygenerovat přímo ve výpočetním softwaru LS-DYNA pomocí integrovaného generátoru. V rámci výpočetního softwaru je hmotných bodům přisuzována daná hmotnost, dále dochází k definování bodu detonace. Je nutné nadefinovat kontakt mezi elementy na povrchu vystaveném výbuchu a částicemi SPH. V případě nenadefinování tohoto kontaktu dojde k vzájemnému průniku těchto částic a objemových prvků bez jakékoliv interakce. U definice tohoto kontaktu by teoreticky mohl pramenit problém této definice kontaktu. V případě použití této definice výbuchu u vzorků bez horní ocelové desky by mohlo dojít k oderodování horní vrstvy objemových prvků betonu, s kterými byl kontakt svázán a dále by pak mohlo dojít k prolétnutí SPH částic skrze nižší vrstvy vzorku.

Zároveň u některých vzorků začalo docházet k pádům výpočtu z důvodu nestability.



Obrázek 6 – Vzorek 1.2, SPH

Na Obrázku 6 je světle modře zobrazen válec z hmotných bodů reprezentující výbušninu.



Obrázek 7 – Vzorek 1.2, SPH, čas 2,5 ms, effective plastic strain (pohled na ocel)

Na Obrázku 7 jsou zobrazeny výsledky plastického přetvoření při zapnutí obou materiálů. Na horním povrchu je tak zobrazena ocelová deska, na které je zjevně patrné výrazné promáčknutí korespondující s promáčknutím při experimentu.



Obrázek 8 - Vzorek 1.2 po experimentu po sundání horní ocel. desky

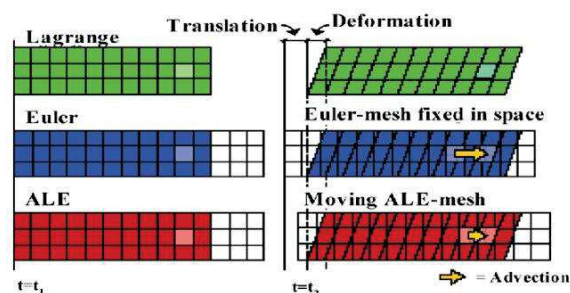
Ve výpočetním modelu dochází i ke značnému namáhání betonové části panelu, ke které docházelo i při experimentu, což je patrné z Obrázku 8. Konkrétně u tohoto panelu došlo k velmi podobnému poškození jako u vzorku 1.1, tedy stejnému vzorku akorát bez horní desky (dominantní poškození od středu k místu spřahovacího prostředku, následný radiální systém trhlin).

Při použití definice výbuchu pomocí SPH dochází k nezanedbatelnému nárůstu výpočetního času, Obecně lze prohlásit, že definice výbuchu pomocí SPH samotný výbuch lépe vystihuje a dle názoru autora tohoto textu je vhodné ho používat v případech, kde to možné je a zároveň

kde by použití této definice výbuchu nemohla vyvolat problémy.

3.3. Arbitrary Lagrangian-Eulerian metoda (ALE)

Obecně jde o nejkomplexnější definici výbuchu spočívající v definování mimo vzorek a výbušninu i okolní prostředí, za účelem vytvoření prostředí pro tlakovou vlnu, kudy se může šířit. Pro vytvoření okolního prostředí je nutné vytvořit duplicitní síť konečných prvků, jednu pro vzorek a druhou pro okolní prostředí. Vzduch a výbušнина jsou definovány Eulerovským principem, v jehož rámci dochází ke změně velikosti jednotlivých konečných prvků. Zkoušený vzorek je definován klasickým Lagrangianským principem.



Obrázek 9 – Lagrangianský a Eulerovský princip sítě (CHENG D-C et al., 2013)

V této fázi prací na projektu nebylo z důvodu nadměrné výpočetní náročnosti přistoupeno k modelování okolního prostředí pomocí představeného způsobu.

4. MODELOVÁNÍ ROZHRAŇÍ MATERIÁLŮ

Definice vhodného kontaktu na rozhraní různých materiálů je v případě kompozitních konstrukcí téměř tak důležitá jako definice samotných materiálových modelů. Kontakt na rozhraní reprezentuje vzájemné působení obou částí prvku. Touto problematikou se zabývá např. (Modeling of Composites in LS-DYNA, 2012) a (Introduction to Composites Modelling in LS-DYNA, 2019).

4.1. Plné vetknutí

V první fázi modelování došlo ve výzkumné týmu ke shodě, že bude nejlepší začít s modelem reprezentující plné vetknutí. To je provedeno tak, že celý panel je vymeshován v 1 síti konečných prvků. Na rozhraní ocelové desky a betonu sousedí vždy element ocelové desky a betonu. Tyto sousední elementy mají společné uzly a jsou do sebe tedy plně vetknuty. K porušení vetknutí dochází až ve chvíli, kdy dojde k erozi elementu na tomto rozhraní. Tento typ spojení je tedy v této variantě jak mezi deskami a betonem, tak mezi svorníky, spřahovacími trny, lištami i betonářskou výztuží a betonem.

V tomto případě podle názoru autora díky dokonalému obalení těchto výztužných potažmo spřahovacích prostředků je tento způsob modelování jejich vzájemného rozhraní správný.

U všech zobrazených vzorků bez horní ocelové desky bylo použito toto řešení. Při absenci horní ocelové desky by nemělo být chybné použít toto řešení.

Problém nastává u vzorků s horní ocelovou deskou, kdy při experimentu docházelo při zatížení výbuchem mimo jiné ke

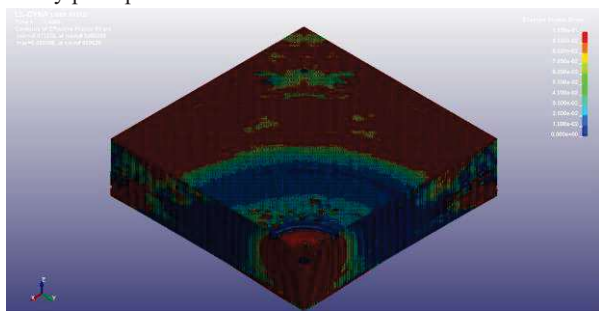
vzniku tahového namáhání na horních vláknech a následně k potrhání betonu na tomto povrchu. K tomu však nemůže dost dobře dojít v případě namodelování rozhraní ocel-beton podle výše popsaného způsobu. V něm totiž nemůže dost dobře dojít ke vzniku tahových napětí na mezi tahové pevnosti betonu z důvodu pevného vetknutí betonové vrstvy do ocelové a tahy na tomto povrchu tak z velké míry zachycuje ocelová deska.

Z výše uvedených důvodů bylo nutné se pokusit oblast na rozhraní ocelové desky a betonu řešit vhodnějším způsobem.

Všechny numerické simulace uváděné dále v textu byly prováděny zejména na vzorku 1.2, který představuje přechod mezi vzorky bez horní a s horní ocelovou deskou.

4.2. Fiktivní vrstva

Jedním z řešení uvedených problémů plně vetknutých modelů se nám jevílo vymodelování fiktivní smykově kluzné, resp. smykově velmi měkké vrstvy pod ocelovou deskou. Tato vrstva byla modelována na výšku 1 konečného prvku, tedy 2 mm. Na tuto vrstvu byl použit komplexně zadávaný materiál MAT_159_CSCM_CONCRETE, u kterého byly zachovány všechny charakteristiky až na smykový modul, který byl u této vrstvy předepsán na 1 GPa.



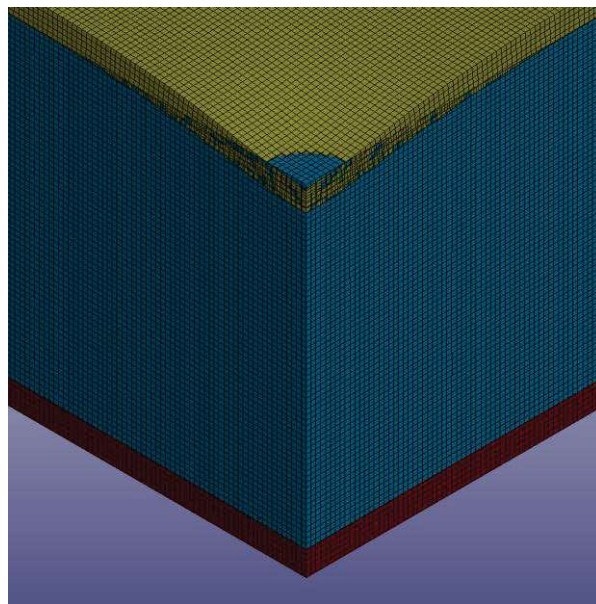
Obrázek 10 – Vzorek 1.2, LBE, použití fiktivní vrstvy, čas 1,3 ms, effective plastic strain (pohled na beton)

Jak je patrné z Obrázku 10, použití fiktivní kluzné vrstvy nepřineslo kýžený výsledek, ve formě trhlin na horním povrchu betonu.

4.3. Definice kontaktu

Další možností, jak definovat chování vzorku na rozhraní materiálů je pomocí definice specifických kontaktů. V rámci nabídky obsažené přímo v LS Dyna je možné použít rozmanitou škálu kontaktů. Pro nadefinování kontaktu je však nutné mít nadefinovanou konstrukci v oddělených konečných sítích. Elementy na rozhraní ocelové desky a betonu již nemohou mít společné uzly. Z tohoto důvodu bylo nutné všechny výpočetní modely přemeshovat tak, aby byla v jedné síti spodní a horní ocelová deska spolu se svorníky a v druhé síti jen betonová část konstrukce. Pak je nutné nadefinovat kontakty na rozhraní horní desky, ale i na rozhraní spodní desky a zároveň i na povrchu spřáhovacího trnu. Kontakty lze obecně rozdělit na automatické a manuální. U automatických kontaktů dochází k definování kontaktů v průběhu výpočtu. U manuálních kontaktů jsou nadefinované skupiny elementů, mezi kterými daný kontakt platí. Bohužel při zatížení kontaktním výbuchem jsou

probíhající jevy tak rychlé, že při použití automatického kontaktu dojde k průniku ocelové desky do betonu viz Obrázek 11.

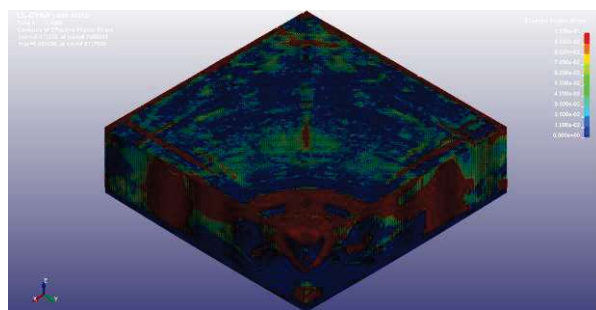


Obrázek 11 – Vzorek 1.2, LBE, kontakt Automatic_surface_to_surface

Bohužel k tomuto jevu v případě takto rychlých jevů nedochází jen u automaticky generovaných kontaktů, ale i u kontaktů z druhé skupiny.

Nejprve se jevil vhodně kontakt SLIDING_ONLY, který by umožňoval vzájemný pokluz vrstev mezi sebou při současném přenosu tlakového namáhání. Tento kontakt měl potenciál relativně dobře simulovat styk mezi hladkou ocelovou deskou s nabetonovaným panelem, který při řídkém osazení spřáhovacích prostředků nebyl po celé své ploše vetknutý do ocel. desky. Bohužel u tohoto kontaktu došlo rovněž k průniku ocelové desky do betonu. V tomto případě by mohlo být řešením změna velikosti sítě potažmo časového kroku.

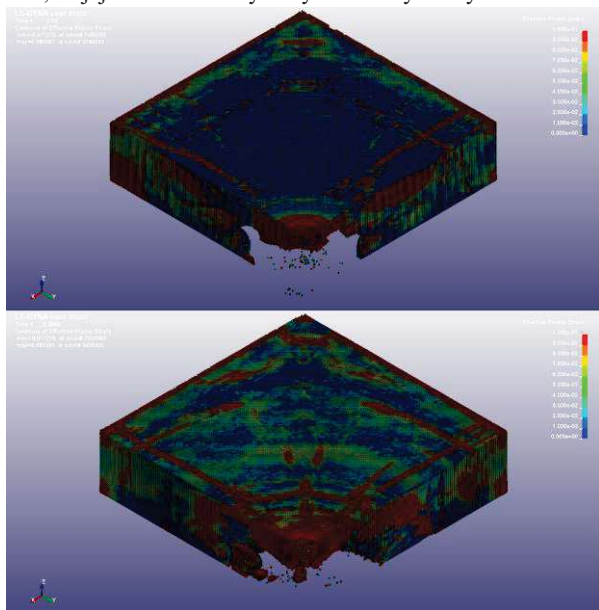
Jako použitelný se nakonec jevil manuálně definovaný kontakt SURFACE_TO_SURFACE. U automatické verze tohoto kontaktu bohužel docházelo k průniku ocelové desky do betonu. Tento problém však nenastával u manuálně definované verze.



Obrázek 12 – Vzorek 1.2, SPH, čas 2,5 ms, kontakt Surface_to_surface, effective plastic strain (pohled na beton)

Tendence poškození tohoto vzorku na výstupech z výpočetního modelu korespondovala s realitou pozorovanou v experimentu. V modelu totiž dochází ke vzniku namáhání v diagonálním směru od středu panelu spolu s bezprostředním namáháním pod výbušninou ve středu panelu. Tento charakter poškození byl pozorován v reálu.

V rámci definice kontaktu `SURFACE_TO_SURFACE` je možné definovat statický (f_s) i dynamický (f_d) součinitel tření. Na Obrázku 12 jsou zobrazeny 2 varianty nastavení součinitelů tření u stejného výpočetního modelu z kterých je jasné patrné, že jejich volba má výrazný vliv na výsledky.



Obrázek 13 – Vzorek 1.2, SPH, čas 2,6 ms, kontakt `Surface_to_surface`, effective plastic strain; nahoře: $f_s=f_d=1$; dole: $f_s=f_d=10$ (pohled na beton)

5. ZÁVĚR

Článek popisuje probíhající experimentální program zabývající se popisem chování spřažených konstrukcí ocel-beton vystavených zatížení výbuchem. Cílem článku bylo přiblížit čtenáři výzvy, se kterými je nutné se vypořádat při numerickém modelování kompozitních konstrukcí zatížených kontaktním výbuchem. Je potřeba vyřešit vhodný způsob modelování samotného zatížení výbuchem. V tomto ohledu je nezbytné zahrnout do úvah při tvorbě výpočetního modelu i výpočetní náročnost, která se u různých definic zatížení výbuchem značně liší. Zároveň je nutné důsledně věnovat pozornost namodelovanému styku na rozhraní materiálů, kdy je cílem, aby se tato oblast chovala co nejbližší skutečnosti. Dá se jednoznačně prohlásit, že oba tyto elementy mají významný vliv na výsledky výpočtu. V další fázi prací budou provedeny výpočty s nadefinovaným kontaktem na rozhraní materiálu i u ostatních vzorků spolu s definicí výbuchu SPH.

ACKNOWLEDGEMENTS

Tento příspěvek vznikl za podpory GAČR 22-33039S a SGS24/039/OHK1/1T/11.

Reference

ŠULC, Vojtěch. Vliv druhu spřažení na odolnost ocelobetonových panelů vystavených účinkům výbuchu. In: HORÁKOVÁ, Anna a PETŘÍK, Martin (ed.). Proceedings of PhD Workshop. 26.5.2023. Praha: Czech Technical

University in Prague, 2023, s. 70-76. ISBN 978-80-01-07137-3. Dostupné také z:

https://concrete.fsv.cvut.cz/phdworkshop/proceedings/2023/pdf/Sulc_Vojtech.pdf.

LS-DYNA - Keyword User's Manual - Volume I. Online. Livermore, California: Livermore Software Technology (LST), An Ansys Company, 2021. Dostupné z: https://www.dynasupport.com/manuals/ls-dyna-manuals/ls-dyna_manual_volume_i_r13.pdf/view. [cit. 2024-03-30].

ZAHRA, S. Tabatabaei a JEFFERY, S. Volz. A Comparison between Three Different Blast Methods in LS-DYNA: LBE, MM-ALE, Coupling of LBE and MM-ALE. Online. In: 12th International LS-DYNA Users Conference. Detroit, 2012. Dostupné z: <https://www.dynalook.com/conferences/12th-international-ls-dyna-conference/blast-impact20-d.pdf>. [cit. 2024-03-30].

CHENG, Ding-Shing; HUNG, Cheng-Wei a PI, Sheng-Jung. Numerical Simulation of Near-Field Explosion. Journal of Applied Science and Engineering. 2013, roč. 16, s. 61-67. Modeling of Composites in LS-DYNA. Online. In: . Livermore Software Technology Corporation, 2012. Dostupné z: https://ftp.lstc.com/anonymous/outgoing/jday/composites/mat_comp.pdf. [cit. 2024-03-31].

Introduction to Composites Modelling in LS-DYNA. Online. In: . The Arup Campus Blythe Gate, United Kingdom: Oasys Ltd, The Software House od ARUP, 2019. Dostupné z: https://www.oasys-software.com/dyna/wp-content/uploads/2019/03/6_Composites_Modelling_LS-DYNA_Galal-Mohamed-IN.pdf. [cit. 2024-03-31].

VLIV DRÁTKŮ NA ÚNOSNOST VE SMYKU PŘI PROTLAČENÍ DRÁTKOBETONOVÉ DESKY

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 zhodnocuje vliv rozptýlené ocelové výztuže v betonu na únosnost ve smyku při protlačení drátkobetonové desky. V teoretické části jsou uvedeny postupy jednotlivých návrhových norem zabývajících se touto problematikou u nás i ve světě. V experimentální části jsou využity výsledky reálných zatěžovacích zkoušek provedených v rámci 3. ročníku mezinárodní soutěže „Blind Simulation Competition“ pořádanou organizací *fib* (Fédération Internationale du Béton). Zjištěné únosnosti jsou porovnány s referenčním vzorkem bez rozptýlené výztuže, který je modelován za pomoci nelineární numerické simulace v softwaru ATENA a ověřen výpočtem podle současně platné normy. Dosažené výsledky jsou v závěru článku porovnány, je diskutován vliv rozptýlené výztuže na únosnost a jsou uvedeny omezující podmínky této technologie.

KLÍČOVÁ SLOVA

Drátkobeton • protlačení • nelineární analýza • software ATENA • numerická simulace

ABSTRACT

This paper evaluates the effect of dispersed steel fibres in concrete on the shear capacity in punching through a fibre concrete slab. The theoretical part presents the procedures of individual design standards in this issue in our country and in the world. In the experimental part, the results of real load tests carried out within the framework of the 3rd International Blind Simulation Competition organized by *fib* (Fédération Internationale du Béton) are used. The load capacities are compared with a reference specimen without dispersed reinforcement, which is modelled using non-linear numerical simulation in ATENA software and verified by calculation according to the current standard. The results obtained are compared in the conclusion of the paper, the effect of the dispersed fibres on the load capacity is discussed and the limiting conditions of this technology are presented.

KEYWORDS

Steel fibre reinforced concrete • punching • non-linear analysis
• software ATENA • numerical simulation

1. ÚVOD

Beton vyztužený pouze rozptýlenou ocelovou výztuží se v současnosti používá na konstrukční prvky s minimálními náklady v případě selhání, jako jsou průmyslové podlahy na terénu, primární ostění v tunelech ze stříkaného betonu, případně je použit v hlavních konstrukčních prvcích jako doplněk ke klasické betonářské výztuži. V návaznosti na další vývoj drátkobetonů a zejména ultra-vysokohodnotných betonů, kde je předepsán požadavek na přidání rozptýlené ocelové výztuže do betonové směsi, je snaha využít ocelová vlákna v betonu pro zajištění únosnosti průřezu bez klasické betonářské výztuže. Rozptýlená výztuž musí následně zajistit únosnost průřezu po vyčerpání tahové pevnosti betonu a vzniku trhlin. Pro rozšíření této technologie v běžné praxi je nutné provést sérii experimentálních testů, odvodit výpočetní postupy pro jednotlivé způsoby porušení konstrukčních prvků z drátkobetonu, ověřit tyto postupy a začlenit je do systému návrhových norem. Řada výzkumů je v této oblasti již provedena a výsledky jsou převedeny na možné výpočetní postupy, avšak v českém prostředí není dosud vydán jednotný normový předpis pro navrhování konstrukcí z drátkobetonu.

U lokálně podepřených desek je nutné konstrukci posoudit na smyk při protlačení. U stropní desky, která je bodově uložena na podporu, nebo u základové desky, která je lokálně zatížena, dochází ke koncentraci smykových sil v okolí uložení nebo bodového zatížení. Ke koncentraci dochází jak v základním obvodu na hraně podpory, tak i dalších kontrolovaných obvodech. Ve všech těchto obvodech desky musí být zajištěna požadovaná únosnost na protlačení. Tento článek má za cíl určit jaký vliv na únosnost desky v protlačení bude mít rozptýlená ocelová výztuž, pokud ji přidáme do betonové směsi.

2. NORMOVÉ PŘEDPISY PRO ÚNOSNOSTI DRÁTKOBETONOVÝCH DESEK V PROTLAČENÍ

V prostředí českých technických norem v oblasti navrhování betonových konstrukcí je výchozí normou Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí (ČSN EN 1992) [1]. Tato norma neposkytuje pravidla pro návrh konstrukčních prvků z betonu s rozptýlenou výztuží.

* Školitel: doc. Ing. Iva Broukalová, Ph.D.

V Německu je v současnosti platná směrnice DAfStb Richtlinie Stahlfaserbeton [2], která rozšiřuje německou verzi eurokódu pro navrhování betonových konstrukcí. Tato směrnice, platná od března 2011, obsahuje návrhové postupy pro konstrukce z drátkobetonu. Pro výpočet únosnosti ve smyku při protlačení je do příslušného vzorce přidán další člen, který postihuje zvýšení únosnosti vlivem přidání drátků do betonu. Konkrétně je návrhová hodnota únosnosti ve smyku při protlačení podél kritického kruhového průřezu desky bez smykové výztuže s uvažováním vlivu drátků $v_{Rd,ct}^f$ dána dle vztahu 1.

$$v_{Rd,ct}^f = v_{Rd,ct} + v_{Rd,f} \leq v_{Rd,max} \quad (1)$$

$v_{Rd,ct}$ návrhová hodnota únosnosti ve smyku při protlačení podél kritického průřezu desky bez smykové výztuže a vlivu drátků
 $v_{Rd,f}$ návrhová hodnota příspěvku drátků k únosnosti ve smyku při protlačení podél kritického průřezu desky

V případě kombinace drátků a smykové výztuže na protlačení není možné dle článku 10.5.5 [2] uvažovat příspěvek k únosnosti od rozptýlené výztuže, pokud k tomu nebudou poskytnuty další důkazy.

V USA lze postupovat dle příručky pro navrhování vláknobetonových konstrukcí s označením ACI 544.4R-18: Guide for Design with Fiber-Reinforced Concrete [3]. Konkrétní výpočet únosnosti ve smyku při protlačení zde není uveden, ale přístup zohlednění vlivu drátků lze demonstrovat na výpočtu únosnosti nosníku ve smyku. V kapitole 4.8 jsou uvedeny vztahy pro výpočet únosnosti nosníku ve smyku V_{FRC} s klasickou konvenční podélnou výztuží bez smykové výztuže. Přenos smyku je tak zajištěn pouze betonem a rozptýlenou výztuží a spolupůsobením s ohybovou výztuží.

$$V_{FRC} = \left\{ \frac{0,18}{\gamma_c} k_s \left[100 \rho \left(1 + 7,5 \frac{f_{ut-FRC}}{f_t} \right) f_c \right]^{\frac{1}{3}} + 0,15 \sigma_c \right\} \cdot b \cdot d \quad (2)$$

γ_c dílčí součinitel pro beton
 k_s faktor účinku velikosti průřezu
 ρ stupeň vyztužení průřezu ohybovou výztuží
 f_{ut-FRC} pevnost v tahu drátkobetonu
 f_t pevnost v tahu prostého betonu
 f_c pevnost v tlaku prostého betonu
 σ_c tlakové napětí v betonu vyvolané předpětím nebo osovým zatížením
 $b; d$ šířka průřezu, účinná výška průřezu

Ze vzorce je patrný příspěvek ke zvýšení únosnosti od rozptýlené výztuže. Konkrétně se jedná o člen $7,5 \frac{f_{ut-FRC}}{f_t}$. Pokud se tento člen vynechá, jedná se o výpočet únosnosti ve smyku podle Model Code 2010, který je převzat do systému návrhové normy ČSN EN 1992-1-1. V americké příručce však chybí požadavek na kontrolu $v_{Rd,max}$, kde se ověřuje, zda v podpoře není překročena únosnost tlakových diagonál. V případě použití smykové výztuže v průřezu a rozptýlené výztuže lze únosnosti dle této příručky počítat.

Aktuálně se připravuje 2. generace eurokódů, která v blízké budoucnosti nahradí i současnou normu ČSN EN 1992-1-1. Nyní je k dispozici finální návrh s označením FprEN 1992-1-1:2023 [4]. V tomto předpisu se upravuje vý-

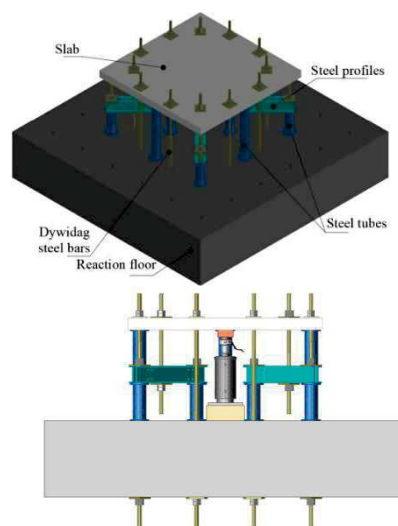
počet smyku při protlačení pro běžné betony a dále je zde doplněna příloha L, která se zabývá návrhem konstrukcí z drátkobetonu. Návrhový postup této normy autor plánuje představit v samostatném článku.

3. OVĚROVANÝ EXPERIMENT

Pracovní skupina WP 2.4.1. Modelování vláknobetonových konstrukcí při mezinárodní organizaci fib pořádala v roce 2023 již 3. ročník soutěže v simulaci naslepo. Tento ročník soutěže byl zaměřen na protlačovací zkoušku drátkobetonové desky doplněné o klasickou ohybovou výztuž. Díky účasti autora tohoto článku v soutěži byly získány zatěžovací diagramy dvou zkoušených desek. Na těchto datech, na výsledku numerické simulace v softwaru ATENA a na výpočtech dle normových předpisů je provedeno srovnání a celkové zhodnocení konkrétního případu.

3.1. Vstupní parametry experimentální zkoušky

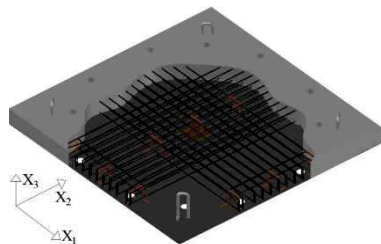
Geometrie a jednotlivé parametry byly definovány zadavatelem soutěže. V experimentu se zkoušela drátkobetonová deska půdorysných rozměrů 2,55 m x 2,55 m a tloušťce 180 mm. Deska byla po obvodu kruhu o průměru 2,372 m svisle ukotvena k podkladu prostřednictvím ocelových tyčí Dywidag. Celkem bylo použito 12 kotevních bodů. Střed desky byl vůči podkladu rozpírán zatěžovacím pístem. Hlava pístu se do desky opírala přes roznášecí ocelovou desku rozměru 200 mm x 200 mm. Zatěžování desky bylo řízeno posunem do selhání desky. Schéma zatěžovací zkoušky je znázorněno na obrázku 1.



Obr. 01: Vizualizace zkoušky v protlačení [5]

V rámci experimentu byla deska vyztužena při spodním i horním povrchu klasickou betonářskou výztuží. Na horním taženém povrchu bylo v obou směrech umístěno 11 prutů o průměru 12 mm ve středovém pruhu v rozteči 100 mm. Na spodním tlakovém povrchu bylo ve stejných pozicích umístěno

11 prutů o průměru 8 mm v každém směru. Krytí výztuže bylo 20 mm.



Obr. 02: Schéma vyztužení [5]

Desky byly provedeny z betonu třídy C50/60-XD3(P) CL0,20-D_{max}14 S5. Materiálové parametry byly ověřeny na zkušebních vzorcích. Sečnový modul pružnosti v tlaku po 22 dnech je 26,35 GPa. Průměrná pevnost v tlaku stanovená na válcích dle NP EN 12390-13:2014 ve stejné době je 50,15 MPa. Beton je vyztužen rozptýlenou výztuží z ocelových vláken HE ++ 90/60 s pevností v tahu 1900 MPa. Obsah vláken ve směsi je 60 kg/m³. Na osmi vzorcích byla změřena zbytková pevnost v tahu za ohybu stanovená podle doporučení fib Model Code 2010. Jedná se o zkoušku dle EN 14651 [6] v třibodovém ohybu na trémčích se zářezem. Výsledkem těchto zkoušek jsou diagramy závislosti působící síly a rozevření trhliny na spodním taženém povrchu (CMOD). K dispozici bylo 8 zatěžovacích diagramů. Pevnostním zkouškám byla podrobena také betonářská výztuž. Mez kluzu se pohybuje kolem 600 MPa.

3.2. Výsledek experimentální zkoušky

Laboratorní zatěžovací zkoušky proběhly v laboratořích University Minho v Portugalsku. První z desek byla testována 18. července 2023. Maximální dosažená síla byla 565 kN při deformaci 63 mm. Smykové trhliny při porušení v protlačení vznikly v blízkosti bodového zatížení po celém obvodu kruhu.



Obr. 03: Rozvoj trhlin na horním taženém povrchu drátkobetonové desky 1 [5]

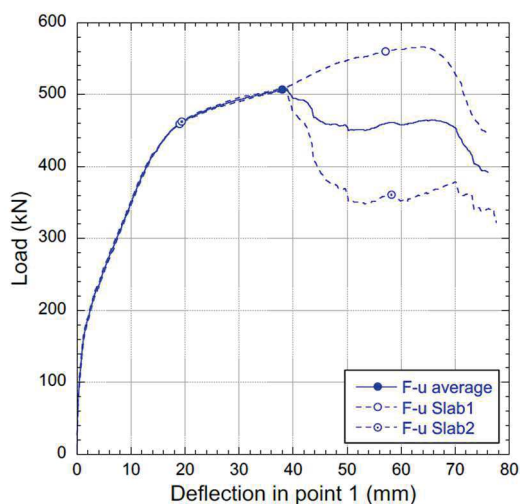


Obr. 04: Detail trhlin desky 1 – viditelné poškození v blízkosti lokálního zatížení [5]

Druhá z desek byla testována 27. července 2023. U této desky došlo k porušení při síle 507 kN a deformaci 38 mm. Hlavní trhliny se objevily nesymetricky pouze na čtvrtině kruhu ve vzdálenosti přibližně 1,5 d (d je vzdálenost těžiště tažené výztuže od tlačného povrchu) od líce bodového zatížení. Po objevení trhlin nastalo následné rychlé rozevření trhlin a výrazný pokles zatěžovací síly. Tento experimentální vzorek obsahoval lokálně slabší místo v blízkosti kritického průřezu, které bylo příčinou celkově nižší únosnosti s rozdílem cca 10 % oproti desce 1.



Obr. 05: Detail trhlin desky 2 – nesymetrické poškození [5]

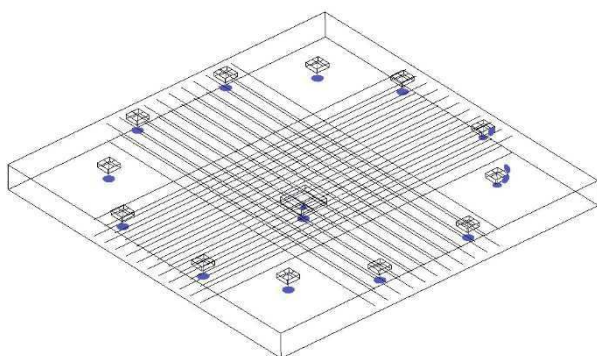


Obr. 06: Zatěžovací křivky z experimentální zkoušky [5]

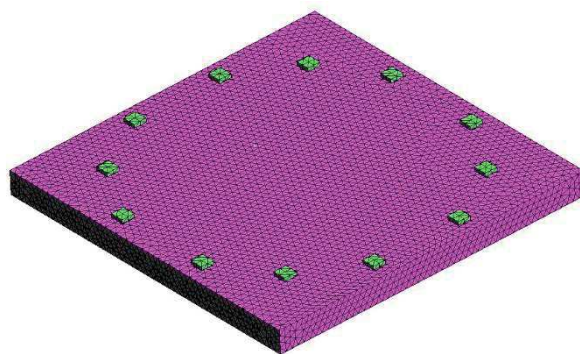
4. NUMERICKÝ MODEL

4.1. Geometrie modelu

Pro stanovení příspěvku k únosnosti od rozptýlené výztuže ve smyku při protlačení byla provedena numerická simulace v softwaru ATENA. Ta se týkala referenčního vzorku bez rozptýlené výztuže. Rozměry a geometrie numerického modelu vychází ze zadání experimentu. Betonová deska je modelována celá jako jeden makroprvek a následně je rozdělena sítí konečných prvků. Jako konečné prvky jsou voleny čtyřstěny s délkou strany 45 mm. Deska je upevněna visle ve 12 předepsaných bodech přes roznášecí ložiska. U dvou podpor je zamezen vodorovný posun tak, aby bylo dosaženo stability numerického modelu. Zatížení je do modelu vnášeno řízeným posunem roznášecího ložiska o rozměrech 200 mm x 200 mm a tloušťky 40 mm dle zadání. Betonářské pruty jsou do modelu vloženy jako lineární prvky. Uvažovaný průměr prutů je 11,5 mm a 7,7 mm podle měření skutečně použité výztuže.



Obr. 07: Numerický model – betonová deska, výztuž, podpory, zatížení



Obr. 08: Numerický model – sít' konečných prvků

4.2. Numerický materiálový model

Pro popis betonářské výztuže je použit multilineární diagram se stejným průběhem pro tahovou a tlakovou oblast. Jednotlivé body diagramu byly odečteny ze zadání soutěže z tahových zkoušek použitých betonářských prutů.

Numerická simulace byla provedena pro běžnou betonovou desku bez drátků. Samotná deska je modelována za pomoci nelineárního materiálového modelu 3D Nonlinear Cementitious 2 User. Vstupní parametry materiálového modelu jsou odvozeny pro beton střední válcové pevnosti 50,15 MPa a s úpravou modulu pružnosti na 26,35 GPa. Zbývající parametry jsou ponechány dle vztahů implementovaných v softwaru.

4.3. Výsledek numerické simulace a ověření dle platné normy

Numerický model odpovídající referenčnímu vzorku bez drátků predikuje maximální dosaženou sílu 483 kN. Správnost této hodnoty je ověřena následujícím výpočtem dle platné ČSN EN 1992-1-1 [1]. Posudek je proveden pro kontrolovaný obvod u_1 ve vzdálenosti $2d$ od líce bodového zatížení pro střední hodnoty pevností materiálu a se součiniteli bezpečnosti rovnající se 1,0. Únosnost v obvodu u_0 byla také ověřena a není rozhodující.

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cm})^{1/3}$$

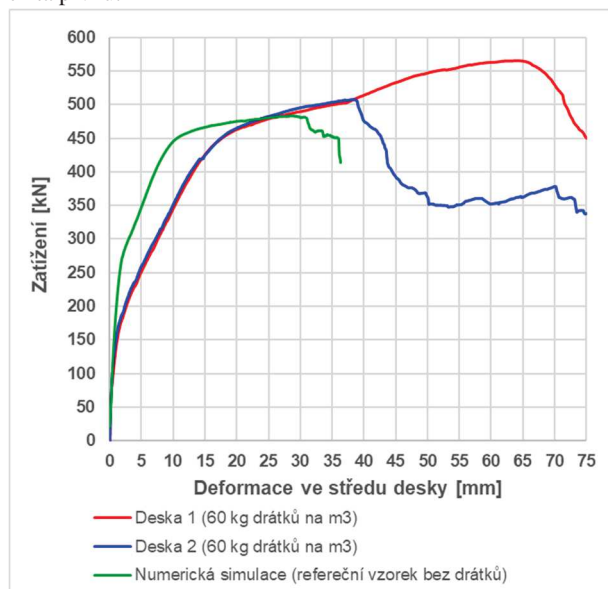
$$= \frac{0,18}{1,0} \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,00701 \cdot 50,15)^{1/3} = 1,179 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd} = v_{Rd,c} \cdot d \cdot u_1 = 1,179 \cdot 0,1483 \cdot 2,66 = 465 \text{ kN}$$

Vypočtená hodnota 465 kN je blízko hodnotě z numerického výpočtu. Výsledek numerické simulace lze považovat za správný.

4.4. Srovnání výsledků

V následujícím grafu je srovnán referenční vzorek bez drátků z numerické simulace s daty z reálného experimentu drátkobetonových desek. V případě desky 1 se únosnost navýšila o 17 % a v případě desky 2 je únosnost vyšší o 5 %. Na grafech je patrné, že v případě použití rozptýlené výztuže se navyšuje maximální dosažená deformace, a tedy celková duktilita prvku.



Obr. 09: Porovnání zatěžovacích křivek

Tabulka 1: Porovnání únosností vůči referenčnímu vzorku

referenční vzorek bez drátků		deska 1		deska 2	
	únosnost	únosnost	navýšení	únosnost	navýšení
ATENA	483 kN	565 kN	17,0%	507 kN	5,0%
ČSN EN 1991-1-1	465 kN		21,5%		9,0%

Navýšení únosnosti je v souladu s výsledky jiných experimentů, které autor k tomuto tématu dohledal ([7], [8], [9]). Přidáním ocelových drátků do betonu se únosnost ve smyku při protlačení u deskových konstrukcí navyšuje zhruba mezi 15 % až 40 %. Výsledky vykazují značný rozptyl a závisí na řadě proměnných. Pozitivní vliv na únosnost je však při běžném dávkování drátků zmiňován ve všech dohledaných vědeckých článcích.

5. DISKUSE VÝSLEDKŮ

Navýšení únosnosti drátkobetonové desky číslo 2 vůči referenčnímu vzorku bez drátků činí 5 % v případě numerické simulace, respektive 9 % v případě srovnání s normovým výpočtem. Nárůst únosnosti v obou srovnáních není výrazný, a i ve srovnání s jinými výzkumy je výrazně pod průměrem. V reálném experimentu u této desky došlo k porušení v omezené oblasti. Lze to dát do souvislosti s typickou vlastností drátkobetonu, kterou velký rozptyl tahových pevností závisející především na rovnoměrnosti rozmístění drátků po průřezu. Pokud se v kritickém průřezu objeví místo s menším obsahem drátků a nevhodnou orientací, tak se únosnost tohoto průřezu v tahu

blíží únosnosti betonu bez drátků. Zbývající drátky poté pouze zamezují náhlému selhání, avšak nenavyšují únosnost po dosažení trhlin.

Navýšení únosnosti u drátkobetonové desky 1 o 17 %, respektive o 21,5 %, vůči referenčnímu vzorku již lze přisuzovat rozptýlené výztuži. V tomto případě nastalo i požadované tahové zpevnění, kde dochází k aktivaci drátků po rozevření trhlin a dalšímu nárůstu únosnosti prvku. Deska 1 také vykazuje značné duktilní chování. Selhání desky bez rozptýlené výztuže dle numerické simulace nastává při deformaci kolem 36 mm. Maximální protlačovací síla u desky 1 je však zaznamenána až při téměř dvojnásobné deformaci na úrovni 63 mm.

Obecně tedy lze přisuzovat rozptýlené ocelové výztuži v betonu vliv na zvýšení únosnosti ve smyku při protlačení, avšak pouze za podmínky, že je tato výztuž vhodně rozmístěna po průřezu. To se v případné aplikaci může ukázat jako limitující faktor. Obecným přínosem rozptýlené výztuže v betonu je zabránění náhlému selhání konstrukce, což je patrné ze zatěžovacích křivek obou zkoušených desek.

6. ZÁVĚR

Experimentální zkoušky potvrzují, že v případě vhodného rozmístění drátků po průřezu dochází k navýšení únosnosti ve smyku při protlačení při použití rozptýlené výztuže v betonu. Příspěvek k únosnosti od samotných drátků je však značně závislý na jejich výsledné poloze a orientaci. V případě sníženého množství drátků v kritickém průřezu se únosnost konstrukčního prvku blíží k únosnosti prvku bez rozptýlené výztuže. Cenným přínosem rozptýlené ocelové výztuže je zvýšená duktilita konstrukce, která přispívá k bezpečnějšímu způsobu porušení konstrukce.

Navazující výzkum drátkobetonových prvků je vhodné zacílit na to, jak zabezpečit rovnoměrné rozmístění a všesměrnou orientaci drátků v konstrukci a jak tento stav kontrolovat bez destruktivních zkoušek. Rozmístění a orientace drátků je základním bodem, který ovlivňuje efektivitu této technologie a aktuálně limitujícím faktorem pro rozšíření používání drátkobetonu v primárně nosných konstrukcích bez klasické betonářské výztuže.

PODĚKOVÁNÍ

Tento článek vznikl za podpory projektu SGS24/040/OHK1/1T/11 Moderní cementové kompozity a jejich efektivní použití v konstrukcích a za odborné pomoci docentky Ing. Ivy Broukalové, Ph. D., které tímto děkuji.

REFERENCE

- [1] ČSN EN 1992-1-1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: ČNI, 2006, Z4 11/2019.
- [2] *DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton*. Berlin, 2012.
- [3] ACI 544.4R-18 *Guide to Design with Fiber-Reinforced Concrete*. Farmington Hills: ACI, 07/2018.

- [4] Final Draft FprEN 1992-1-1. *Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures*. Brusel: CEN, 04/2023.
- [5] Barros, J., Sanz, B., *Experimental results of 3rd Blind Simulation Competition*. Madrid: 2023.
- [6] EN 14651:200 + A1 2007 (09/2007), *Test method for metallic fibered concrete - Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual)*.
- [7] Gouveia, N. D., Fernandes, N. A. G., Faria, D. M. V., Ramos, A. M. P., Lúcio, V. J.G. SFRC flat slabs punching behaviour – Experimental research. In: *Composites Part B: Engineering, volume 63, 2014*. Dostupné z: <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2014.04.005>
- [8] Nguyen-Minh, L., Rovňák, M., Tran-Quoc, T., Nguyen-kim, K. Punching Shear Resistance of Steel Fiber Reinforced Concrete Flat Slabs. In: *Procedia Engineering, volume 14, 2011*. Dostupné z: <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.07.230>
- [9] Gouveia, N. D., Faria, D. M. V., Ramos, A. M. P., Assessment of SFRC flat slab punching behaviour - Part I: Monotonic vertical loading. In: *Magazine of Concrete Research, 2018*. Dostupné z: https://www.researchgate.net/publication/323978944_Assessment_of_SFRC_flat_slab_punching_behaviour_-_Part_I_Monotonic_vertical_loading
- [10] Toman, K., Broukalová, B. Numerická simulace protlačení drátkobetonové desky. In: *29. betonářské dny – sborník ke konferenci*. Praha: ČBS, 2023, pp. 396-403. ISBN: 978-80-908943-0-3.

OPTIMALIZACE ROZMÍSTĚNÍ KAMER PRO BUDOUCÍ IMAGE PROCESSING

Ing. Václav Wudi, *

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

ABSTRAKT

Tento článek se věnuje optimalizaci rozložení kamer pro následnou obrazovou analýzu. Optimalizace byla provedena na konstrukci hyperbolického paraboloidu. Stanovují se zde podmínky, které musí být splněny tak, aby kamera zabírala příslušnou plochu po celou dobu zatěžování. Výpočet byl vzhledem k následným možným metodám zpracování obrazu proveden na případech, kdy libovolný bod na konstrukci musí být zabírán z jedné, nebo z dvou kamer. Cílem bylo dosáhnout co nejlepšího rozvržení kamer tak, aby byly co nejbližší k konstrukci, ale zároveň zabíraly celou plochu konstrukce. Optimalizace byla provedena genetickým algoritmem. Každá kamera je zde popsána 6 parametry. Optimalizační výpočet je proveden pro 3, 4 a 5 kamer.

KLÍČOVÁ SLOVA

Optimalizace • Genetické algoritmy • Obrazová analýza • Automatizace konstrukce

ABSTRACT

This paper focuses on the optimization of camera distribution for image analysis. The optimization was performed on a hyperbolic paraboloid membrane. We define the conditions that must be satisfied so that the camera scan the appropriate area throughout the loading period. Due to the possible image processing methods, the calculation was performed on cases where both one and two cameras have to scan this point. The aim was to achieve the best possible distribution of the cameras so that they were as close as possible to the structure, but at the same time scan the entire surface of the structure. The optimization was performed by genetic algorithms. Each camera is described here with 6 parameters. The optimization calculation is done for 3, 4 and 5 cameras.

KEYWORDS

Optimization • Genetic Algorithm • Image processing • Automation of construction

1. ÚVOD

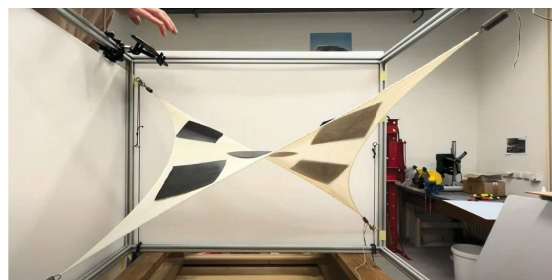
Pro efektivní rozhodnutí je třeba správná data ve správném množství. Pro rozhodnutí ve stavebnictví to platí také. Pokud má docházet k automatizaci a robotizaci stavebnictví, platí to zrovna tak. Jedním druhem dat jsou data obrazová. Jsou to data z kamer a videa.

Tento článek má za cíl najít co nejlepší rozložení kamer pro následné snímání stavu konstrukce. Čím blíže kameru přiblížíme

k části konstrukce, tím získáme přesnější obraz. Zároveň se snižující vzdáleností snižuje také plocha, kterou kamera snímá. Kamery mají svoje náklady, tedy jich nelze dát nekonečně mnoho.

Snažíme se umístit kamery tak, aby každý bod konstrukce, případně kontrolované body byly snímány minimálně dvěma kamerami. To zajistí zachycení deformací. Další možností je snímání jen jednou kamerou na každý bod a následné zachycení deformace kolmé ke směru snímání.

V tomto příspěvku tuto úlohu řešíme na příkladu pleteného bednění, které je postupně zatěžováno. Pletené bednění s rámem zaobírá prostor krychle zhruba metru. Samotné pletené bednění je tvaru hyperbolického paraboloidu (viz 1).



Obrázek 1: Pletené bednění hyperbolického paraboloidu.

Tento případ je zvolen vzhledem k tomu, že konstrukce prochází prostorem vertikálně a svisle a zároveň jde popsat matematicky jednou funkcí. Vzhledem k malé velikosti rozměrů nejsme omezeni výškou a lze umístit kamery téměř libovolně.

Prvním krokem bylo vytvořit kritéria, která určí, zda je bod zachycen do snímku anebo nikoliv. Dalším krokem je provedení optimalizace. Jsou zvoleny genetický algoritmus. Posledním krokem je vyhodnocení řešení.

2. KAMERA A KRITÉRIA

Digitální kamera je běžně definována polohou čočky a objektivu, velikostí zorného pole ve dvou směrech (x, y) a rozlišení (viz Farrell et al. (2012)).

Konstrukce, kterou chceme snímat se na začátku rozdělí na několik bodů. Mělo by se jednat především o ty body, jejich deformace je pro nás podstatná pro další výpočet. Jedná se o pomyslnou síť.

Podmínkami pro posouzení, zda je bod v záběru kamery jsou dva. První podmínky je jestli je bod v záběru kamery. Druhým je jestli před bodem není nějaký objekt, který by ho zastíňoval a bránil tím pohledu na příslušný bod. Pro porušení první podmínky

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

by musel být bod příliš daleko, příliš blízko (obtížné zaostření) anebo mimo zorný úhel kamery. Vzdálenost bodu od kamery lze získat:

$$d = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2} \quad (1)$$

kde δ_i je rozdíl v příslušné souřadnici i . Podmínka je tedy

$$d_{min} < d < d_{max} \quad (2)$$

Hodnota d_{max} vychází z hodnot rozlišení fotoaparátu (přesnější rozlišení fotoaparátu a úhlu záběru) a také požadované přesnosti.

Podmínka pro posouzení zorného úhlu se získá z přímkou vedoucí kolmo na objektiv a spojnice bodu a čočky. Pokud budeme předpokládat, že poloha se nemůže natáčet vzhledem k ose kamery, tak lze úhel zjistit odchylkou přímkou. Pokud budeme předpokládat, že se kamera může natáčet k příslušné ose, tak je výpočet složitější. Podmínka je:

$$\begin{aligned} \delta_{xyall} &= -(\delta_z + \delta_x \alpha_x + \delta_y \alpha_y) \\ d_{lim} &= \sqrt{(X + \alpha_x \delta_{xyall})^2 + (Y + \alpha_y \delta_{xyall})^2} \end{aligned} \quad (3)$$

Kde X a Y znázorňují souřadnice kamery. Z úhlů α_{minx} a α_{miny} , které vyjadřují rozsah kamery, můžeme získat limitní vzdálenosti od osy kamery v místě řešeném bodu:

$$\begin{aligned} d_{limx} &= d_{lim} \tan(\alpha_{minx}) \\ d_{limy} &= d_{lim} \tan(\alpha_{miny}) \end{aligned} \quad (4)$$

Následně získáme vzdálenost bodů od osy.

$$\begin{aligned} X_{conv} &= \sqrt{(\delta_x - \alpha_x \delta_{xyall})^2 + (\delta_z - \delta_{xyall})^2} \\ Y_{conv} &= \sqrt{\delta_y - \alpha_y \delta_{xyall})^2 + (\delta_z - \delta_{xyall})^2} \end{aligned} \quad (5)$$

Následně zohledníme rotaci kolem osy kamery z úhlu natočení α_{xy} .

$$\begin{aligned} X_{real} &= X_{conv} \cos(\alpha_{xy}) + Y_{conv} \sin(\alpha_{xy}) \\ Y_{real} &= X_{conv} \sin(\alpha_{xy}) - Y_{conv} \cos(\alpha_{xy}) \end{aligned} \quad (6)$$

Následná podmínka jsou:

$$\begin{aligned} X_{real} &< d_{limx} \\ Y_{real} &< d_{limy} \end{aligned} \quad (7)$$

Vzhledem k tomu že měříme deformace, tak by se mohlo stát, že bod bude zachycen, ale v průběhu měření již tato podmínka splněna nebude. Podmínku je vhodné tedy řešit jak pro bod v počáteční poloze, tak pro místa, kam až může deformace zasahovat¹.

Pro podmínku nezastínění záběru se vytvoří úsečka spojující daný bod a kameru. Podmínka je splněna pokud žádná plocha, která vstupuje do výpočtu neprotíná úsečku. Pro hyperbolický paraboloid lze tuto podmínku vyjádřit kvadratickou rovnicí:

$$\begin{aligned} Ax^2 + Bx + C &= 0 \\ A &= \left(\frac{\delta_x^2 + \delta_y^2}{2} \right) ab^- + \delta_y \delta_x ab^+ \\ B &= \left(\delta_x C_x + \delta_y C_y \right) ab^- + \left(\delta_x C_y + \delta_y C_x \right) ab^+ - \delta_z \\ C &= \left(\frac{C_x^2 + C_y^2}{2} \right) ab^- + C_x C_y ab^+ - \delta_z \end{aligned} \quad (8)$$

¹To je rovnicí vyjádřeno posunutím hyperbolického paraboloidu v podmince zobrazení pohledu.

Kde δ_x , δ_y a δ_z jsou rozdíly souřadnic mezi ohniskem kamery a měřeného bodu. Proměnné C_x a C_y jsou souřadnice kamery. Hodnoty ab^+ a ab^- se vyjádří následovně:

$$\begin{aligned} ab^+ &= \frac{1}{a^2} + \frac{1}{b^2} \\ ab^- &= \frac{1}{a^2} - \frac{1}{b^2} \end{aligned} \quad (9)$$

kde a , b jsou parametry používané pro funkci hyperbolického paraboloidu.

Postupuje podle dvou možností následného zpracování obrazu a s ním i vyhodnocení podmínek pro dané body na konstrukci. Ve zjednodušeném zpracování. Pro vyhodnocení se použije koeficient zaplnění, kdy se vypočte z poměru viditelných bodů ku celkovému počtu bodů.

3. OPTIMALIZACE

Pro provedení byl zvolen genetický algoritmus. Genetické algoritmy jsou evoluční algoritmy (viz Mathew (2012)). Postupně se vytváří lepší a lepší skupina řešení. Na začátku se vytvoří náhodně první generace (skupina) řešení. Tato řešení se ohodnotí fitness funkcí. Ta se odvíjí od kritéria, které chceme optimalizovat.

Následně proběhne selekce při níž se vyberou jedinci, z níž budou vytvořeni noví jedinci. Kombinováním parametrů (křížením jedinců) vybraných jedinců vytvoříme novou generaci (viz Umbarakar & Sheth (2015)). Poté proběhne mutace, tedy změna určitých parametrů s malou pravděpodobností (viz De Falco et al. (2002)).

Celý tento cyklus probíhá dokud není splněn, předem daný počet generací, nebo požadovaná fitness funkce.

4. APLIKACE

4.1. Způsob výpočtu

Výpočet byl proveden pomocí programu vytvořeného v programovacím jazyce Python. Python je programovací jazyk (viz Python (2021)). Výpočet byl proveden opakovaně pro 200 generací výpočtu.

4.2. Výhled kamery

Výpočet byl proveden jak pro variantu kdy na všechny body musí být zabírán ze dvou kamer, tak pro záběr z jedné kamery. Výpočet byl proveden pro 3,4 a 5 kamer pro oba případy. Tedy jak případ, kdy musí být na body konstrukce vidět minimálně z jedné kamery, tak případ kdy musí být na body konstrukce vidět minimálně ze dvou kamer.

4.3. Optimalizace

Fitness funkce je závislá na přesnosti hodnot, kterou získáme z vzdálenosti kamery. Přesnost je nepřímo úměrná vzdálenosti kamery, která ho snímá.

Nejdříve se spočítá pomocná hodnota fitness pro každý bod v síti. Fitness funkce je průměrem daných hodnot. Pokud je u některého bodu koeficient zaplnění rovný nule, tak je fitness funkce daného bodu je rovná nule.

$$f = 1 - \frac{d_0}{d_{max}} \quad (10)$$

kde d_0 je vzdálenost bodu k nejbližší kameře, d_{max} je maximální vzdálenost.

Jakékoliv řešení si lze představit jako vektor hodnot o velikosti $6n$, kde n je počet kamer. Vzhledem k tomu, že se jedná o hledání poloh v prostoru mohlo by dojít k záměně kamer. Je tedy potřeba zamezit záměně (prohození) kamer v daném vektoru. To je provedeno seřazením kamer.

Seřazení kamer se provádí tak, že se jako první kamera, která vstupuje do vektoru bere ta s nejmenší x souřadnicí. Pokud jsou tyto souřadnice stejné tak Y souřadnicí atd.

4.4. Vstupní parametry

Pro vstup do výpočtů byly zvoleny následující parametry. Hyperbolický paraboloid je dán funkcí:

$$z = z_0 + \frac{x}{a^2} - \frac{y}{b^2} \quad (11)$$

kde parametry jsou zvoleny $a = b = 8$, $z_0 = 20^2$. Jednotky jsou v cm. Rozměry jsou omezeny pro x a y v rozsahu.

$$-50 < x < 50 \quad (12)$$

$$-50 < y < 50 \quad (13)$$

Parametry kamery byly zvoleny ³ úhlem rozsahu záběru kamery:

$$\begin{aligned} \alpha_x &< 90 \\ \alpha_y &< 90 \end{aligned} \quad (14)$$

Požadovaná přesnost byla stanovena na jednotky milimetrů. Tedy tak, že pixel může odpovídat maximálně hodnotě milimetru.

Z tohoto parametru je odvozena maximální vzdálenost:

$$d < 250 \text{ mm} \quad (15)$$

4.5. Definování kamery

Každá kamera je definována šesti parametry. První tři body přísluší souřadnicím X, Y a Z. Další dva body jsou vyjádření úhlu, tedy koeficienty parametrického vyjádření sklonu přímky. Poslední bod je rotace kamery kolem přímky, která definuje její pohled.

Je definováno, že ohnisko kamery nemůže být v těsné blízkosti konstrukce pleteniny. V tomto případě by konstrukce kamery překrývala zatěžovanou konstrukci.

Přímka pohledu (úhly pohledu kamery) je definována dvěma hodnotami, které určují parametrické vyjádření přímky a jednu hodnotu, která určuje natočení kamery, kdy nulová hodnota značí svislou polohu pohledu kamery.

5. VÝSLEDKY

V této kapitole jsou představeny výsledky. Číselné hodnoty jsou v tabulkách a znázornění je provedeno na obrázcích. Hyperbolický paraboloid je pro každý výsledek natočený, aby bylo jasné vidět umístění kamer.

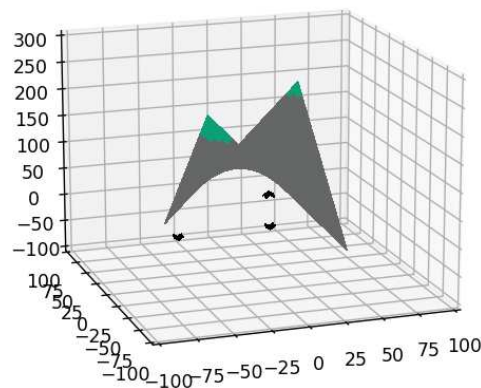
Malé černé body značí polohu umístění kamer. Je u nich naznačen směr pohledu. Zelené plochy značí nízkou fitness funkci bodu. Nemusí se nutně jednat body, které nejsou v záběru, ale mohou být jen dostatečně daleko od všech kamer.

²Na hodnotě zvolení z_0 v podstatě nezáleží, jen se posune hyperbolický paraboloid posune nahoru a nebo dolů.

³Pokud bychom postupovali při optimalizaci opravdu důkladně, samotná volba kamery by mohla být jedním s parametru.

5.1. Pohled na bod jednu kameru pro 3 kamery

Pro rozmístění (polohy a natočení) tří kamer, kdy každý bod musí být snímán minimálně z jedné kamery, je řešení následující: (viz obr. 2, tab. 1)



Obrázek 2: Řešení pro tři kamery.

Kamera	X	Y	Z	α_x	α_y	α_z
1	-52.02	7.46	-27.85	-2.5	-8.7	108.5
2	-11.32	-57.37	100.06	11.4	3.8	-21.7
3	11.41	3.8	-21.7	100	-303.5	3.8

Tabulka 1: Číselné výsledky pro tři kamery

Všechny tři kamery jsou umístěny pod spodním okrajem konstrukce. První kamera je umístěna u spodního (levého) rohu konstrukce. Směřuje nahoru a snímá spodní roh a část středu konstrukce. Druhá kamera snímá druhý spodní (pravý) roh konstrukce. Třetí kamera snímá střed konstrukce.

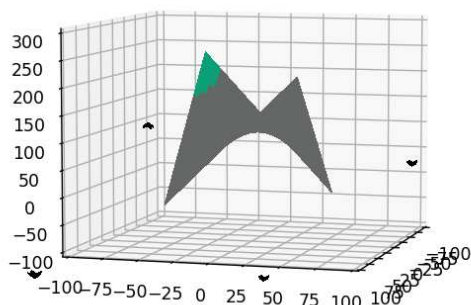
5.2. Pohled na bod jednou kamerou pro 4 kamery

Pro rozmístění (polohy a natočení) čtyř kamer, kdy každý bod musí být snímán minimálně z jedné kamery, je řešení následující: (viz obr. 3, tab.2)

Kamera	X	Y	Z	α_x	α_y	α_z
1	-30.60	0.06	-198.31	-8.3	-26.4	3.0
2	-5.61	115.23	44.29	-5.2	404.3	-7
3	12.02	-73.35	115.23	12.0	-5.6	115.2
4	404.35	-7.01	-5.22	413.8	-7	-14.3

Tabulka 2: Číselné výsledky pro čtyři kamery

Jedna kamera snímá konstrukci ze spodní části, další tři ze tří různých stran konstrukce. Kamery snímají celou plochu hyperbolického paraboloidu. První kamera snímá střed hyperbolického paraboloidu. Druhá kamera snímá konstrukci z boku, zabírá celou jednu hranu (od spodního k dolnímu rohu) a přilehlou oblast. Třetí kamera snímá taktéž ze strany, zabírá protilehlou hranu oproti předchozí kameře. Čtvrtá kamera snímá spodní roh hyperbolického paraboloidu.



Obrázek 3: Řešení pro čtyři kamery.

5.3. Pohled na bod jednu kameru pro 5 kamer

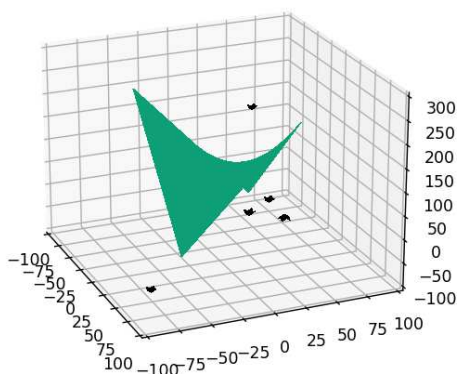
Pro rozmístění (polohy a natočení) pět kamer, kdy každý bod musí být snímán minimálně z jedné kamery, je řešení následující: (viz obr. 7, tab.3)

Kamera	X	Y	Z	a_x	a_y	α_z
1	-179.51	105.92	18.89	138.4	-7.1	134
2	-66.33	-30.76	-239.44	-80	-161	53
3	-18.72	49.91	-19.56	-179.3	-19.6	-180
4	87.9	-13.99	87.9	-13	87.9	-19
5	133.46	-7.12	133.46	5.9	133.5	-293

Tabulka 3: Číselné výsledky pro pět kamer

Z pěti kamer jsou čtyři ze spodní části a jedna z boční části konstrukce. Kamery snímají celou plochu hyperbolického paraboloidu.

První kamera snímá ze spodní části. Snímá především střed konstrukce. Druhá kamera snímá ze spodní části dolní roh konstrukce. Třetí kamera snímá dolní roh konstrukce. Čtvrtá kamera snímá střed konstrukce a horní roh konstrukce. Pátá kamera snímá z boku horní rohy hyperbolického paraboloidu.



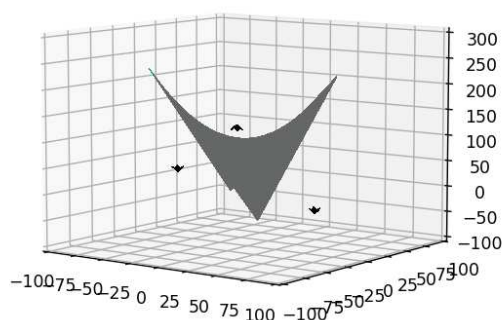
Obrázek 4: Řešení pro pět kamer.

5.4. Pohled z dvou kamer pro 3 kamery

Pro rozmístění (polohy a natočení) tří kamer, kdy každý bod musí být snímán minimálně ze dvou kamer, je řešení následující: (viz obr. 5, tab. 4)

Kamera	X	Y	Z	a_x	a_y	α_z
1	-43.98	-25.16	34.52	27.7	-42.4	138
2	20.6	-40.11	142.91	44.6	20.6	-40.1
3	44.56	20.6	-40.11	-60.9	-274.4	21.4

Tabulka 4: Číselné výsledky pro tři kamery



Obrázek 5: Řešení pro tři kamery.

Ze tří kamer jsou dvě spodní a jedna horní. Horní kamera snímá střed paraboloidu. Horní a dolní rohy hyperbolického paraboloidu nejsou v obrazu snímání žádné, nebo jen jedné kamery.

První kamera snímá střed a horní roh konstrukce. Druhá kamera snímá především střed konstrukce pohledem z hora. Třetí kamera snímá horní (praví) roh konstrukce.

5.5. Pohled z dvou kamer pro 4 kamery

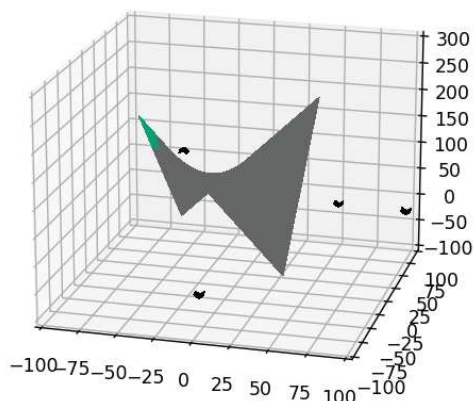
Pro rozmístění (polohy a natočení) čtyř kamer, kdy každý bod musí být snímán minimálně ze dvou kamer, je řešení následující: (viz 6, tab. 5).

Kamera	X	Y	Z	a_x	a_y	α_z
1	6.32	-108.83	-21.96	17.5	-23.1	7
2	-48.07	46.47	103.35	-48.1	69.6	103
3	45.32	109.6	-44.69	21.2	109.6	29
4	109.6	28.62	28.1	87	-54.2	7

Tabulka 5: Číselné výsledky pro čtyři kamery

Dvě ze čtyř kamer snímají konstrukci ze strany. Jedna kamera snímá konstrukci ze spodní části a jedna z horní.

První kamera snímá konstrukci ze zdola, zabírá především střed konstrukce a okrajově i praví dolní roh. Druhá kamera zabírá konstrukci ze strany. Zabírá střed a dolní roh. Třetí kamera zabírá z druhé (levé) strany horní i dolní roh. Čtvrtá kamera snímá konstrukci šikmo zdola. Zabírá oba dolní rohy konstrukce a jeden horní.



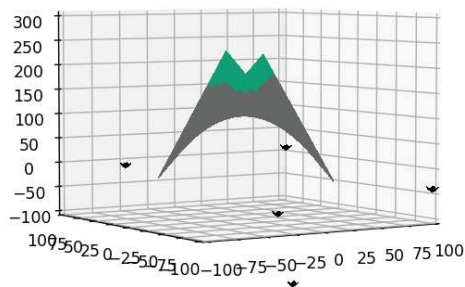
Obrázek 6: Řešení pro čtyři kamery.

5.6. Pohled z dvou kamer pro 5 kamer

Pro rozmístění (polohy a natočení) pěti kamer, kdy každý bod musí být snímán minimálně ze dvou kamer, je řešení následující: (viz 7, tab. 6).

Kamera	X	Y	Z	a_x	a_y	α_z
1	-86.98	31.94	0.37	276.5	0.4	45
2	1.18	-41.81	-93.24	1.2	-238.8	35
3	7.31	-221.05	-5.43	-29.3	100.6	-29
4	29.64	-10.21	29.64	-10.2	-134.7	-87
5	45.34	3.05	-256.91	3	-221	7.3

Tabulka 6: Číselné výsledky pro pět kamer.

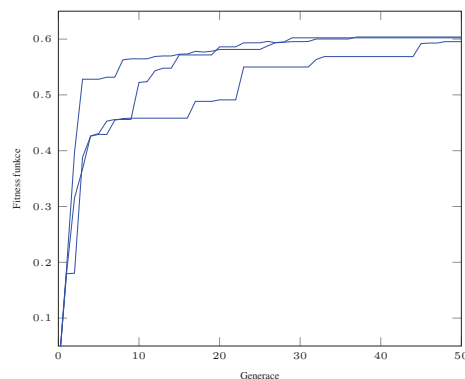


Obrázek 7: Řešení pro pět kamer.

Tři z pěti kamer snímají konstrukci ze spodní části. Pokaždé z jiné vzdálenosti. Dvě ji snímají ze stran. První kamera snímá střed konstrukce. Druhá a třetí kamera snímají střed a spodní hory. Čtvrtá a pátá kamera snímají hrany a horní rohy, každá z jiné strany.

5.7. Průběhy fitness funkcí

Zde je uveden (viz obr. 8) průběh fitness funkce pro 3 kamery. Průběh je vykreslen pro tři výpočty.



Obrázek 8: Průběh fitness funkce.

6. DISKUZE

Byl proveden výpočet pro 3, 4 a 5 kamer, pro oba typy snímání.

Fitness funkce postupně nabývá což značí, že výsledek se postupně zlepšuje. U většiny řešení převládá umístění z dolní části konstrukce. To může být zapříčiněno možným rozsahem umístění kamer, případně tvarem konstrukce.

Při opakovaném výpočtu docházíme k obdobným řešením. To značí, že výpočet konverguje k řešení. Pro příklady obsahující tři kamery, nebylo nalezené takové řešení, které by umožnilo snímat celou plochu hyperbolického paraboloidu.

7. ZÁVĚR

Výpočet určení byl proveden na jednoduché konstrukci hyperbolického paraboloidu. Směr práce by bylo možné přenést z zkoušky prováděné v interiéru na příklady reálné konstrukce stavby. Zde by bylo nutné provést některá rozšíření.

Bylo by potřeba rozšířit množství objektů, které mohou pohledu kamery bránit a zároveň zúžit relativní množství bodů, které snímáme, tak aby úloha byla časově řešitelná. Zároveň by bylo vhodné zohlednit manipulační prostor na stavbě, tak aby kamera do něho nezasahovala. Nelze ani opomenout vliv stínu od kamer. Při případném rozšíření problému by se nemuselo jednat jen o optimalizaci kamer, ale i optimalizaci osvětlení.

Poděkování

Tento článek vznikl za finanční podpory ČVUT v Praze v rámci projektu SGS24/041/OHK1/1T/11

Reference

- De Falco, I., Della Cioppa, A. & Tarantino, E. (2002), 'Mutation-based genetic algorithm: performance evaluation', *Applied Soft Computing* **1**(4), 285–299.
- Farrell, J. E., Catrysse, P. B. & Wandell, B. A. (2012), 'Digital camera simulation', *Applied optics* **51**(4), A80–A90.
- Mathew, T. V. (2012), 'Genetic algorithm', *Report submitted at IIT Bombay* p. 53.
- Python, W. (2021), 'Python', *Python Releases for Windows* **24**.
- Umbarkar, A. J. & Sheth, P. D. (2015), 'Crossover operators in genetic algorithms: a review.', *ICTACT journal on soft computing* **6**(1).

POSOUZENÍ Vlivu TUHOSTI NOSNÉ KONSTRUKCE MOSTU NA INTERAKCI BEZSTYKOVÉ KOLEJE NA MOSTĚ

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

Tento článek se zabývá posouzením vlivu tuhosti nosné konstrukce na interakci bezстыkové koleje na mostě, tj. velikostí přídatných sil v kolejnicových pásech a velikostí posunů nosné konstrukce.

Posudek byl proveden na stávajícím železničním mostě na trati Sudoměřice – Votice. Posouzen byl objekt SO 73 20 10, což je třípolový most tvořený dvojicí ocelových I nosníků a železobetonovou deskou. Spodní stavba je tvořena dvěma krajními masivními opěrami a dvojicí mezilehlých pilířů.

V rámci výpočtu byla vždy nejprve posouzena stávající varianta a dále byly měněny tuhosti nosné konstrukce, resp. výšky ocelových nosníků, a byl sledován vliv na změny velikosti přídatného napětí v kolejnicových pásech a velikosti posunů konce nosné konstrukce.

KLÍČOVÁ SLOVA

Bezстыková • Kolej • Most • Interakce • Posouzení

ABSTRACT

This article assesses the influence of the stiffness of the bridge superstructure on the interaction of the continuously welded rail on the bridge, i.e. the magnitude of the additional forces in the rails and the magnitude of displacements of the superstructure.

The assessment was carried out on the existing railway bridge on the line Sudoměřice – Votice. Object SO 73 20 10 was assessed, which is a three-span bridge consisting of a pair of steel I beams and a reinforced concrete slab. The substructure consists of two massive abutments and two pillars.

As part of the calculation, the current variant was assessed first and then the stiffness of the superstructure (the height of the steel girders) was changed and changes of the magnitude of the additional stress in the rails and the sizes of the displacements of the end of the superstructure were monitored.

KEYWORDS

Continuously • Rail • Bridge • Interaction • Evaluation

1. ÚVOD

V současných normách a předpisech je použití bezстыkové koleje omezeno maximální délkou dilatačních celků, nebo musí být použito na daném mostě ověřeno statickým výpočtem. Kritérii pro posouzení je jednak napětí v kolejnicových pásech, jednak maximální horizontální a vertikální posuny horního lince nosné konstrukce.

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

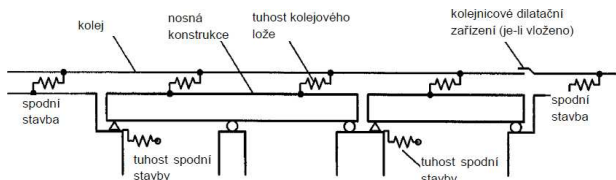
Omezení napětí vychází z materiálových vlastností kolejnicové oceli a jeho maximální či minimální velikost je tak jednoduše opodstatnitelná. Omezení posunů nosné konstrukce však pravděpodobně vychází z jakéhosi historického požadavku a v současné době není zřejmé, z čeho dané limity posunů vychází.

Právě z důvodu omezení posunů nosné konstrukce často dochází k návrhům mostů s nosnou konstrukcí se značnou konstrukční výškou, resp. nízkým poměrem výšky a rozpětí. V rámci numerického modelování byl posuzován vliv změny štíhlosti nosné konstrukce na interakci koleje a mostu, resp. vliv na změny přídatného napětí v kolejnicových pásech a vliv na velikost posunů nosné konstrukce.

2. INTERAKCE MOSTU A KOLEJE

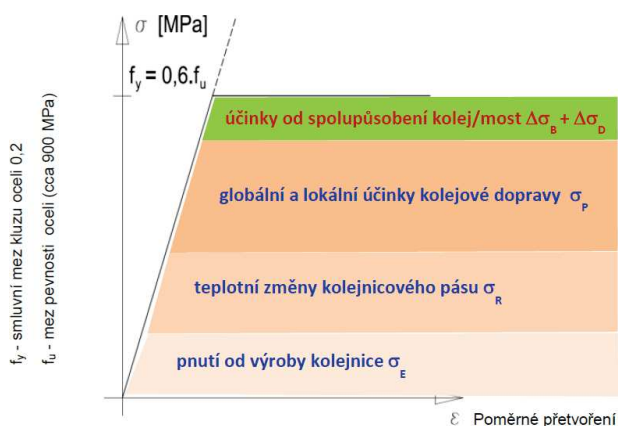
Přenos sil z mostu do koleje vzniká při rozdílném posunu horního lince nosné konstrukce a bezстыkové koleje. Velikost tohoto posunu určuje, jak velká síla vznikne v jednotlivých vazbách mezi mostem a kolejí a délka mostní konstrukce udává, kolik vazeb bude spolupůsobit, tzn. jak velká celková síla se vzájemně přenesla. Zjednodušené schéma interakce koleje a mostní konstrukce je přiloženo na následujícím schématu na obrázku 1.

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



Obrázek 1: Základní schéma interakce koleje a mostu

Posouzení kombinované odezvy mostu a koleje obecně spočívá v ověření napjatosti v kolejnicích. Vzhledem k tomu, že v kolejnici vzniká napětí již při výrobě, další značné napětí pak vzniká změnou teploty v kolejnicových pásech a účinky kolejové dopravy. Všechna tato napětí vznikají v kolejnicích jak na mostě, tak i na zemním tělese a posouzení kombinované odezvy se jimi již dále nezabývá. Interakce mostní konstrukce a koleje je tedy posuzována na mezní přírůstky napětí, na které zůstává v kolejnici rezerva před dosažením 60% meze pevnosti f_u . Dále jsou posuzovány deformace, které na mostní konstrukci vznikají vlivem proměnných zatížení dopravou.



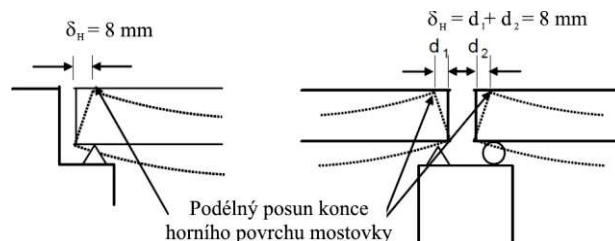
Obrázek 2: Jednotlivé složky napětí v kolejnicích

Norma ČSN EN 1991-2 omezuje přídatná namáhání kolejnic od interakce mostu a koleje od proměnných zatížení hodnotami 72 MPa v tlaku a 92 MPa v tahu. Nižší tlaková hodnota je omezena z toho důvodu, že při větším namáhání nehrozí sice přímé poškození kolejnice, ale mohlo by dojít ke ztrátě stability celé kolejice. Tyto podmínky ovšem platí pouze za předpokladu, že jsou použity kolejnice UIC 60 v pevnosti minimálně 900 MPa, kolej je zřízena v přímé trati nebo oblouku s poloměrem minimálně 1500 m, kolej je zřízena v konsolidovaném kolejovém loži s mocností min. 30 cm pod spodním lícem pražce a tyto pražce mohou mít maximální osovou vzdálenost 65 cm.

Norma ČSN EN 1991-2 v rámci kombinované odezvy dále stanovuje maximální přípustné posuny NK. Vlivem rozjezdových a brzdných sil nesmí posun δ_B pro BK, bez nebo s maximálně jedním KDZ na jednom konci NK, překročit hodnotu 5 mm. Posun δ_B je definován jako „relativní podélné posunutí mezi koncem NK a přilehlou opěrou, nebo relativní podélné posunutí mezi dvěma následujícími NK“.

Vlivem svislého zatížení od kolejové dopravy nesmí posun δ_H překročit hodnotu 8 mm, přičemž tato hodnota opět platí pro BK s maximálně jedním KDZ. Posun δ_H je definován

jako „podélné posunutí horního povrchu NK na konci NK od deformace NK“.



Obrázek 3: Omezení vodorovného posunu mostovky vlivem svislého zatížení

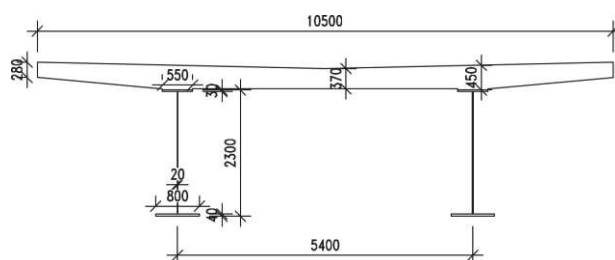
Dle rychlosti drážních vozidel je omezeno svislé posunutí horního povrchu NK δ_H vzhledem k okolním konstrukcím hodnotou 3 mm pro rychlosti $V \leq 160$ km/h a 2 mm pro rychlosti $V > 160$ km/h.

3. POSUZOVANÝ SO 73-20-10 - ŽELEZNIČNÍ MOST V KM 107,790

Jedná se o železniční dvoukolejný most o třech polích s nosnou konstrukcí tvořenou dvěma ocelovými nosníky spřaženými s horní železobetonovou mostovkou uloženou na masivních opěrách a dvou pilířích založených hlubinně na velkopříměrových pilotách.

Spodní stavba objektu je tvořena dvěma opěrami (OP1, OP4) a dvěma pilíři (P2 a P3). Podpěry spodní stavby jsou provedeny jako monolitické dvoudřívové ŽB opěry s rovnoběžnými křídly a monolitické ŽB pilíře různých výšek. Konstrukci pilířů P2 a P3 tvoří dva dřívky konstantního průřezu obdélníkového průřezu 1,4m x 2m se skosenými rohy.

Nosnou konstrukci délky 82,4m tvoří trámová spřažená ocelobetonová konstrukce s horní železobetonovou deskou mostovky o třech polích (25+31+25m), která je společná pro obě převáděné koleje. Ocelová nosná konstrukce je tvořena dvojicí hlavních nosníků nesymetrického svařovaného I profilu, které jsou vzájemně spojeny ŽB deskou mostovky příčným a příhradovým ztužením v proměnné vzdálenosti v pilířové oblasti a nad podporou. Šířka dolní pásnice je 800 mm a tloušťka 40 mm. Horní pásnice je šířky 550mm. Tloušťka plechů horní pásnice je 30 mm. Stěny hlavního nosníku jsou z plechu tl. 20 mm. Stěny jsou vyztužené příčnými výztuhami z plechu a v horní části podélnou trapézovou výztuhou. Tloušťka železobetonové desky je v příčném směru proměnná - v místech nad osami hlavních nosníků je tloušťka desky 450 mm, v místě úžlabí mezi oběma hlavními nosníky 370 mm a 280 mm v místě konců konzol.



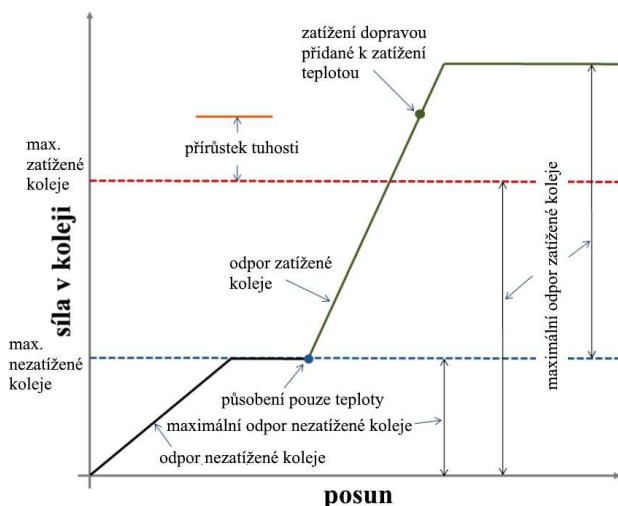
Obrázek 4: Schéma nosné konstrukce mostu

Z hlediska dilatace nosné konstrukce jsou pevná kalotová ložiska umístěna na opěře OP4. Na bezstykové koleji nejsou nad opěrami provedena kolejnicová dilatační zařízení (KDZ), kolejnicové pásy jsou provedené jako průběžné.

4. POSTUP NUMERICKÉHO MODELOVÁNÍ

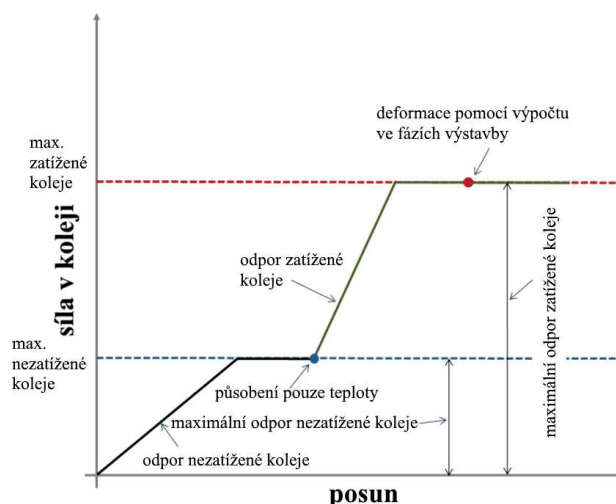
Model pro posouzení kombinované odezvy byl vytvořen v programu Midas Civil pomocí vyvinutého průvodce „Rail Track Analysis Model“. Tento vnitřní program umožňuje zadání kompletní geometrie mostu, ať už se jedná o spojitou konstrukci, řadu prostých nosníků nebo několik spojitých konstrukcí za sebou. U jakéhokoli typu NK lze nastavit rozmístění ložisek a jejich vlastnosti. U všech prvků je nutné nastavit jejich průřez a použitý materiál. Dále je nutné nastavit polohu koleji v příčném řezu a nastavení vazeb mezi koleji a mostovkou. Nastavení vazeb je rozděleno na zatíženou a nezatíženou kolej a je zadáváno formou určení maximální odporové síly dosažené při určitém posunu. Dalším krokem je zadání působícího zatížení. Na výběr je změna teploty kolejnic a NK, dále pak svislé zatížení a brzděné a rozjezdové síly.

V závěru nastavení lze vybrat výpočet zjednodušenou oddělenou analýzou či kompletní analýzou modelu. Rozdíl mezi těmito možnostmi je ve způsobu výpočtu. U zjednodušené oddělené analýzy je nejprve vypočtena deformace a napětí od účinků teploty s použitím tuhostí pro nezatíženou kolej. V druhém kroku je při použití tuhostí pro zatíženou kolej vypočteno posunutí a napětí od účinků dopravy. Tyto dva oddělené výsledky jsou následně sečteny. Tím ovšem dochází ke zvýšení odporu koleje a vznikají tak větší napětí.



Obrázek 5: Výpočet zjednodušenou oddělenou analýzou

Druhým způsobem výpočtu je kompletní analýza. V té jsou použity fáze výstavby. V první fázi je konstrukce s tuhostí nezátížená kolej zatěžována teplotou. Následuje druhá fáze, do které jsou převzaty hodnoty posunů z první fáze a jsou vypočteny účinky dopravy na zatíženou kolej. Jelikož výpočty nejsou oddělené, je v koleji zachován stanovený maximální odpor. To vede k příznivějším a reálnějším výsledkům.

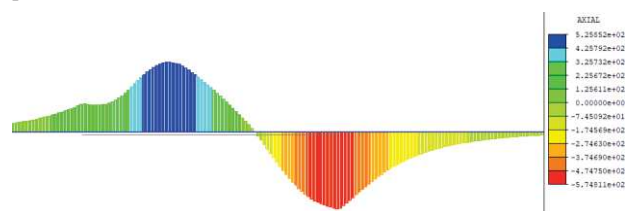


Obrázek 6: Výpočet kompletní analýzou modelu

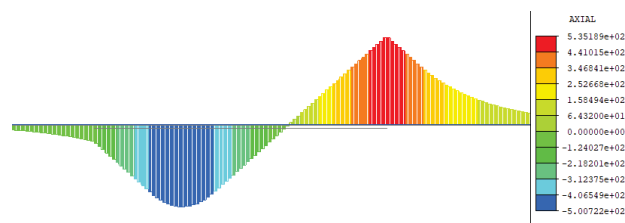
Jak již bylo řečeno v úvodu, přídavné síly v kolejnicových pásích či posuny horního lince nosné konstrukce jsou v rámci interakce koleje a mostu způsobeny od 3 zatížení. Jedná se o nesilové zatížení nosné konstrukce, kdy dochází k její rovnoměrné teplotní změně. Dále se jedná o vertikální silové zatížení koleje železniční dopravou a o horizontální silové zatížení brzděnými a rozjezdovými silami.

4.1. Účinky rovnoměrné změny teploty nosné konstrukce

V normě ČSN EN 1991-2 je stanoveno, že teplotní změny NK ΔT_N se mají uvažovat dle normy EN 1991-1-5. V poznámce 2 je uvedeno, že pro zjednodušené výpočty lze změnu teploty NK uvažovat hodnotou $\Delta T_N = \pm 35 \text{ K}$. V rámci výpočtu byly použity tyto hodnoty. Na následujících obrázcích 7 a 8 jsou znázorněny přídavné normálové síly v kolejnicových pásích pro ohřátí a ochlazení nosné konstrukce.



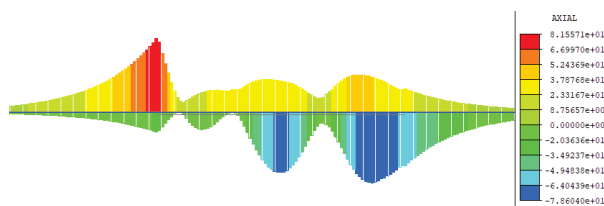
Obrázek 7: Normálové síly v kolejnicích od ohřátí NK o +35°C



Obrázek 8: Normálové síly v kolejnicích od ochlazení NK o -35°C

4.2. Svislé zatížení

Dvoukolejný most bude svisle zatěžován modelem LM71 buď na jedné, nebo současně na obou kolejích. Největší účinek samozřejmě nastává při současném zatížení obou kolejí. Bohužel v rámci posouzení kombinované odezvy koleje a mostu nelze přímo ve vestavěném modulu „Rail Track Analysis Model Wizard“ použít pohyblivé zatížení, byl tento krok proveden zvlášť. V modelu byly provedeny pojezdy pohyblivým zatížením. Pro zjištění extrémů přídatných sil v kolejnicích byla zjištěna poloha svislého zatížení, která byla ve finálním kroku použita pro výpočet interakce koleje pomocí Rail Track Analysis Model. Obálka normálových sil v kolejnicích je zobrazena na následujícím obrázku 9.

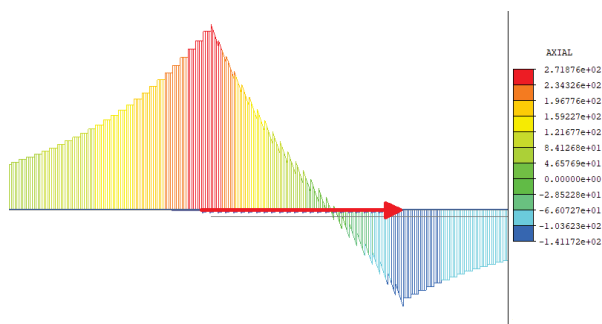


Obrázek 9: Normálové síly v kolejnicích od svislého zatížení LM71

4.3. Brzdné a rozjezdové síly

Rozjezdové a brzdné síly se uvažují jako rovnoměrné spojitě zatížení v temenech kolejnicových pásů. Rozjezdové síly jsou stanoveny jako spojitě zatížení $Q_{lak}=33 \text{ kN/m}$ na příčinnující délce, ovšem jejich celkový účinek je omezen maximální silou 1000 kN . Brzdné síly tvoří spojitě zatížení s menší hodnotou $Q_{lbk}=20 \text{ kN/m}$, avšak jejich celkový účinek může být až 6000 kN . Na mostě nebude uvažován stejnosměrný provoz na obou kolejích, tím pádem mohou být vzájemně kombinovány pouze brzdné a rozjezdové síly.

V rámci výpočtu bylo zjištěno, že maximální tahový účinek vzniká v místě „začátku“ působení normálového spojitěho zatížení a naopak maximální tlakový účinek na jeho „konci“. Umístění podélných brzdných a rozjezdových sil bylo provedeno ručně dle polohy vyšetřovaného tahového či tlakového extrému. Příklad účinku rozjezdových sil je na následujícím obrázku 10.

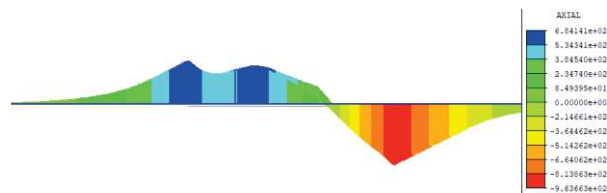


Obrázek 10: Účinek podélných (brzdných či rozjezdových) sil

4.4. Varianty nosné konstrukce

Pro stanovení vlivu tuhosti, resp. štíhlosti nosné konstrukce byly finální výpočty provedeny na modelech s rozdílnou tuhostí nosné konstrukce. Pro tyto potřeby byly v rámci výpočtu

měněny pouze výšky ocelových nosníků, zbylé parametry zůstaly zachovány. Stávající nosná konstrukce má výšku nosníků v poměru k nejdelsímu střednímu poli cca $L/13,5$. Interakce byla dále posouzena na nosnících s poměrem výšky ku rozpětí $L/12$, $L/16$ a $L/20$. Na následujícím obrázku 11 jsou znázorněny přídatné normálové síly pro maximální tlakové účinky. Normálové síly byly pro potřeby posouzení přepočteny na normálové napětí.



Obrázek 11: Normálové síly v kolejnicových pásch od interakce mostu a koleje (zobrazení tlak. extrému)

5. VÝSLEDKY

V rámci výpočtu kombinované odezvy bezстыkové koleje a předmětného mostu byl zjištěn poměrně malý vliv tuhosti nosné konstrukce. To je dáno zejména malou dilatační délkou nosné konstrukce a poměrně malým rozpětím polí. Pro tento most je rozhodující zejména kritérium průhybu v mezním stavu použitelnosti (MSP), kterým se však posudek interakce koleje na mostě nezabývá. Změny maximálních/minimálních normálových napětí v kolejnicových pásch a velikosti posunů δ_B a δ_H pro jednotlivé štíhlosti nosné konstrukce jsou přehledně zobrazeny v následující tabulce 1.

	L/12	L/13.5	L/16	L/20
σ [MPa]	62.35/ -62.42	62.58/ -62.82	62.96/ -63.50	63.70/ -64.75
δ_B [mm]	4.07	4.09	4.12	4.17
δ_H [mm]	2.55	2.93	3.50	4.44

Tabulka 1 : Výsledky interakce mostu a koleje pro různé štíhlosti nosné konstrukce

6. ZÁVĚR

V rámci výpočtu interakce mostu a koleje pro různé štíhlosti nosné konstrukce byl na předmětném mostě zjištěn poměrně malý vliv. To je dáno zejména výběrem mostu, který má relativně malou dilatační délku a malé rozpětí polí.

V rámci disertační práce je předpokládáno, že obdobné výpočty budou provedeny na větším mostě, kde účinky kombinované odezvy koleje a mostu budou více patrné. Zároveň se předpokládá výpočet variant se změněnou tuhostí spodní stavby, která má největší vliv na limitní kritérium posunu nosné konstrukce od podélných brzdných a rozjezdových sil. V tomto případě tento vliv nemohl být posouzen, neboť předmětný most má pevné ložisko na opěře, která má na rozdíl od štíhlých pilířů násobně větší tuhost v podélném směru.

Reference

- Směrnice UIC 774-3 R (Track/bridge Interaction - Recommendations for calculations), 2nd edition, October 2001, ISBN 2-7461-0257-9
- ČSN EN 1991-2. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou. 2015.
- 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
- Předpis SŽDC S3/2 Bezstyková kolej
- LEE, HyeYeon. Rail structure Interaction Analysis. [online]. Dostupné z: <https://www.scribd.com/document/355224083/Czech-MIDAS-Techtalk-Rail-Structure-Interaction-Analysis>

UPLATNĚNÍ UHPC PRO REKONSTRUKCE MOSTŮ

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 různými možnostmi použití UHPC pro rekonstrukce mostních konstrukcí. Podkladem byly články z celého světa, které se zabývají rekonstrukcemi nosných konstrukcí, spodní stavby, ale také spoji mezi původní a novou konstrukcí. Nalezeny byly také způsoby, kdy byl pomocí UHPC změněn statický systém pro výhodnější působení konstrukcí.

Ukazuje se, že UHPC je poměrně vhodný materiál pro rekonstrukce, ať už díky své vysoké pevnosti, odolnosti, ale také trvanlivosti. Další výhodou je menší spotřeba materiálu a tedy menší dodatečné zatížení konstrukcí. Nevýhodou je vyšší cena UHPC, ale jak je z uvedených příkladů zřejmé, ostatní výhody vyváží finanční náklady. V některých případech se dokonce jedná o levnější variantu. Často bývá také rozhodující rychlost výstavby, kde má UHPC také své výhody.

KLÍČOVÁ SLOVA

UHPC • UHPFRC • Most • Zesílení • Rekonstrukce

ABSTRACT

The paper deals with different possibilities of using UHPC for retrofitting of bridges. It was based on articles from all over the world that deal with the retrofitting of superstructures, substructures, as well as the connections between the existing and new structures. Ways were also found in which the structural system was altered using UHPC for a more advantageous performance of the structures.

It turns out that UHPC is quite a suitable material for retrofitting due to its high strength, durability, but also endurance. Another advantage is less material consumption and smaller additional loading of structures. A disadvantage is the higher cost of UHPC, but as is clear from the examples given, the other advantages outweigh the financial costs. In some cases it is even the cheaper option. Often the time of construction is also decisive, where UHPC also has its advantages.

KEYWORDS

UHPC • UHPFRC • Bridge • Strengthening • Retrofitting

1. ÚVOD

Rekonstrukce jsou v mostním stavitelství zásadním tématem. Životnost mostu je sice uvažována na 100 let, nicméně je nutné provádět údržbu. Jedním z největších problémů je voda zatékající na nosnou konstrukci či spodní stavbu. Proto je nutné udržet v dobrém stavu izolaci a mostní závěry.

S ohledem na rozvoj dopravy mohou být i další důvody k rekonstrukci, např. nevyhovující šířka mostu, jelikož dochází ke zkapacitnění dálnic. Aktuálně se mj. z tohoto důvodu rekonstruuje most Šmejkalova na dálnici D1.

S rozvojem dopravy souvisí i zvýšení zatížení na mostní konstrukce. S tím souvisí také úpravy předpisů a norem. Starší mosty mají velmi často malou zatížitelnost. V těchto případech je tedy nutné provést rekonstrukci, která zvýší také zatížitelnost. Dost často je tedy nutné provést výměnu nosné konstrukce. Tento způsob rekonstrukce je velmi nákladný a ve většině případů znamená kompletní uzavírku mostu a objížďky.

V posledních letech se stále častěji pro rekonstrukce mostních konstrukcí používá ultravysoko-hodnotný beton (UHPC). Nejčastěji se UHPC použije ve formě přibetonávky na nosnou konstrukci, která má tloušťku v jednotkách centimetrů.

Jelikož je UHPC z praktického hlediska vodonepropustný materiál, plní funkci izolace původní nosné konstrukce. V některých případech se tedy vynechává běžná izolace asfaltovými pásy a skladba vozovky se ukládá přímo na UHPC. Někdy je také přibetonávka UHPC přímo pojížďena.

UHPC tedy může nahradit běžně používané přibetonávky z betonu. Jednou z výhod je, že není nutné používat sprahující prvky, případně jich stačí méně, jelikož má UHPC lepší soudržnost, než původní beton. Podmínkou je dostatečně kvalitní beton a povrch původní konstrukce. UHPC ve velmi trvanlivý materiál a dá se předpokládat, že tato přibetonávka vydrží déle, než z běžného betonu. UHPC se dá použít navíc v menších tloušťkách a bez konvenční výztuže i v případech, kdy by se namísto běžného betonu používaly sanační hmoty.

UHPC má vyšší pevnost než běžný beton. Pokud je tedy nutné zvýšit i zatížitelnost, je UHPC vhodnějším materiálem. Je však nutné podotknout, že u mostů větších rozpětí, například komorových, má UHPC omezený dopad do únosnosti v podélném směru. Často však může rozhodovat příčný směr, a v tomto případě se díky UHPC dá dosáhnout významně vyšších únosností.

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

Použití UHPC má však i své nevýhody. Jednou z největších výhod je pořizovací cena., která může být až 10krát vyšší, než u běžného betonu. Další nevýhodou je také komplikovanější pokládka. Obecně, při ukládání UHPC přímo na stavbě je nutné dbát technologické kázně. Také, pokud se nepoužívají spráhující prvky, je nutné pečlivě připravit stávající povrch nosné konstrukce.

Při zvažování použití UHPC je tedy nutné zvážit všechny aspekty, zejména význam konstrukce, zbývající životnost konstrukce, rychlost výstavby. Výsledné náklady totiž zahrnují i další údržbu a rekonstrukce mostu, nejen okamžité náklady na rekonstrukci.

V článku jsou zastoupeny příklady různých způsobů rekonstrukce mostu pomocí UHPC. Největší rozsah je věnován přibetonávkám UHPC na mostovku, jelikož je to nejčastější způsob použití. Dále jsou zde uvedeny i méně typické způsoby použití, které jsou často dány specifickými okrajovými podmínkami.

2. PŘÍKLADY REKONSTRUKCÍ

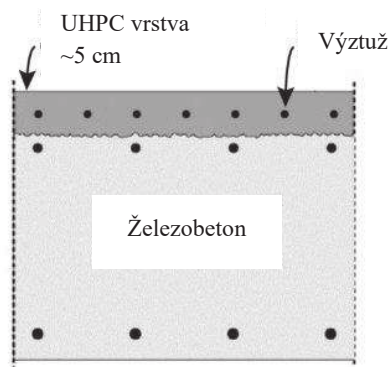
2.1. Mosty s betonovou nosnou konstrukcí

2.1.1. Dálniční mosty Chillon

Švýcarské dálniční mosty Chillon, které vedou podél východního břehu Ženevského jezera. Jsou to mosty na velmi vytížené Švýcarské dálnici, které byly uvedeny do provozu v roce 1969. Jde o dvojici komorových mostů, oba mají délku přes 2100 m. Pro výstavbu byly použity prefabrikované segmenty, což v tomto období byla poměrně nová technologie.

Během kontrol mostu byla zjištěna alkalická koroze horní povrchu nosné konstrukce (UHPC Solutions 2017). Alkalická koroze je velký problém, a bylo nutné ho řešit. S ohledem na vytížení dálnice musela být rekonstrukce velmi rychlá. Po zvážení různých variant rekonstrukce, zvýšení všech výhod a nevýhod, byla zvolena právě rekonstrukce pomocí přibetonávky UHPC.

Byla tedy odstraněna poškozená část mostovky, a na zdravý beton byla použita vrstva UHPC tl. 45 mm, do které byla zároveň umístěna betonářská výztuž, viz Obrázek 1. S ohledem na velkou plochu (53 000 m²) byl pro pokládání použitý speciální finišer (Obrázek 2). Díky tomu bylo možné položit UHPC na jeden most během měsíce. Omezení trvala tedy jen jednu stavební sezonu pro každý z mostů.



Obrázek 1: Způsob zesílení UHPC (UHPC Solutions 2017)

Rekonstrukce mostů se podařila ve velmi rychlém čase, a to zejména díky použití speciálního finišeru. Díky použití UHPC byla zvýšena únosnost, tuhost a zároveň byla ochráněna mostovka mostů.



Obrázek 2: Pokládka UHPC finišerem (Ductal 2016)

2.1.2. Barrandovský most

V současné době probíhá třetí etapa opravy Barrandovského mostu v Praze, kdy se opravuje severní most. V předešlých dvou letech byl rekonstruován jižní most a dvě navazující rampy.

Použití UHPC na mostě původně nebylo plánované. Po odfrézování asfaltových vrstev se ukázalo, že geometrie stávající konstrukce je odlišná od předpokladů při přípravě projektu. Příčné a podélné sklony vozovky na mostě jsou velmi proměnlivé a nosná konstrukce toto nekopírovala. Původně byly tyto rozdíly vyrovnány v asfaltových vrstvách, což je ale dnes nepřijatelné. Také na některých místech byla kvalita betonu nosné konstrukce horší, než se očekávalo. Proto bylo v průběhu první etapy rozhodnuto, že bude na původní mostovku přibetonována vrstva UHPC. Přibetonávka byla rozdělena do 3 typů: do 25 mm - použití sanačních hmot; od 25 do 40 mm - použití samotného UHPC; od 40 mm – použití UHPC s KARI sítí. Na přibetonávku se uložila izolace a poté vozovkové souvrství.



Obrázek 3: Pokládka UHPC na Barrandovském mostě (TBG Metrostav 2023)

V Česku se jednalo o první použití monolitického UHPC v takovém rozsahu, takže se realizace neobešla bez potíží. S ohledem na horší podklad a někdy ne úplně dokonalou při-

pravu povrchu a ukládání výztužných sítí došlo podél některých okrajů betonážních celků k oddělení UHPC od mostovky. Tato místa byla částečně odbourána a částečně injektována. Při kontrole těchto míst se ukázalo, že nedošlo k oddělení UHPC, ale k povrchové vrstvě původního betonu.

Při druhé etapě byl upraven postup přípravy povrchu – povrch byl frézován, a poté dvakrát tryskán tlakovou vodou a bylo již navrženo jen UHPC v tloušťce 40 mm a více s výztužnou sítí, bez kombinace se sanačními hmotami. V druhé etapě již nebyly zjištěny žádné poruchy. V tomto případě bylo UHPC pokládáno z automixu, bez použití speciálního finišeru. V následujících etapách (rekonstrukce severního mostu) bude již provedena rekonstrukce bez použití hydroizolace.

2.1.3. Most Guillermaux

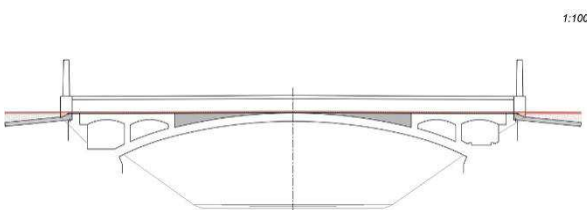
Jedná se o silniční most přes řeku Broye ve městě Payerne (Švýcarsko) z roku 1921 (Brühwiler 2017). Most je tvořen trojkloubovým železobetonovým obloukem o rozpětí 27.6 m a vzepětí 2.8 m. Klouby v patách oblouku a ve vrcholu byly tvořeny žulovými bloky a plechy pro přenos sil. Střední část mostovky z prostého betonu leží přímo na oblouku a navazují na ní ŽB desky, které jsou tvarované do oblouků a jsou dále podepřeny stojkou z hlavního oblouku a opěrou (obr. 4).



Obrázek 4: Most Guillermaux (Brühwiler 2017)

Rekonstrukce mostu byla nutná z důvodu jeho špatného stavu a zároveň byla převáděná komunikace zařazena do vyšší třídy zatížení, kterou tento most nesplňoval. Špatný stav byl z velké části způsoben tím, že nikdy neměl vodotěsnou izolaci a veškeré rozmrazovací prostředky působily na konstrukce. Komplikací také bylo, že most má historickou hodnotu a byla snaha ho zachovat.

Použití UHPC v tomto případě zahrnovala více úprav než jen přebetonování mostovky, např. změnu statického systému. Kloubové uložení desek ve vrcholu oblouku do prostého betonu bylo nahrazeno pomocí UHPC a desky byly fixovány do UHPC. Až následně byla vybetonována 50 mm vrstva UHPC s betonářskou výztuží, která je kotvená do přechodových desek. Přechodové desky jsou kotvené do terénu, přibetonávka slouží jako tažený prvek, který zvyšuje tuhost celého mostu. Zároveň jsou do oblouku vnášeny menší ohybové momenty a většina síly je přenášena tlakovým namáháním oblouku.



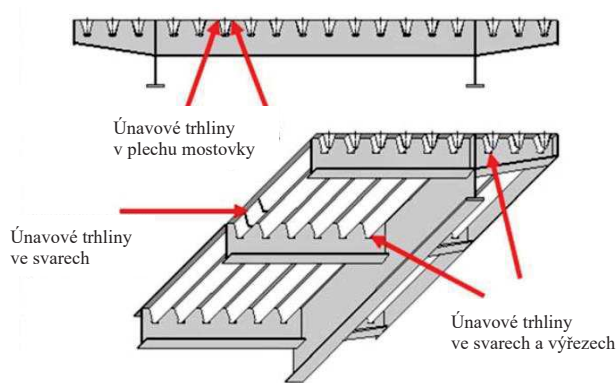
Obrázek 5: Oprava mostu Guillermaux (Brühwiler 2017)

Touto opravou se únosnost mostu zvýšila dvojnásobně, bez jakéhokoliv dopadu do vzhledu mostu. Zároveň, díky UHPC má nyní oblouk vodotěsnou izolaci a byla tím prodloužena jeho životnost.

2.2. Ocelové mosty s ortotropní mostovkou

Významný výzkumný program na rekonstrukce pomocí UHPC proběhl v Nizozemsku (Buitelaar 2010). Mezi šedesátými a osmdesátými lety zde bylo postaveno poměrně dost mostů s ocelovou ortotropní mostovkou. S nárůstem dopravy a také hmotnosti jednotlivých vozidel se však ukázalo, že některé detaily nevyhovují z hlediska namáhání a začalo docházet k únavovým trhlinám.

Kritérium únavového namáhání může být u ocelových mostních konstrukcí často rozhodujícím kritériem. V dnešní době je velká část používaných detailů typizovaných a má takzvanou třídu detailu, tedy počet cyklů, pro který může být detail použitý. Jedním z problematických míst jsou svary podélných výztuh, případně jejich spojení s příčníky (Obrázek 6). Hlavním důvodem tohoto problému je právě zvýšení zatížení od dopravy malá tloušťka plechu mostovky.



Obrázek 6: Místa častých únavových poruch (Buitelaar 2010)

Problémy se začaly objevovat v devadesátých letech a v počátcích se řešily lokálními opravami – vybroušení svarů a provedení nového svaru, případně nahrazení části mostovky novým plechem. Opravy však byly poměrně složité, vyžadovaly dopravní omezení a velmi často docházelo i k poruchám v asfaltovém souvrství. V roce 1998 tedy začal výzkum s cílem navrhnout způsob rekonstrukce. Na základě výpočtu se ukázalo, že nejvhodnější je metoda přibetonování vrstvy ultravysoko hodnotného (případně jen vysoko hodnotného) betonu na mostovku. Napětí v ocelové mostovce v tomto případě pokleslo na 20 – 25 % v porovnání s pouze ortotropní mostovkou.

Významným problémem bylo řešení spojení ocelového plechu mostovky a betonu. To je významný rozdíl oproti betonové mostovce, kde ve většině případů stačí provést správnou přípravu povrchu. Dříve byly v jiných zemích použity dvě metody – přivaření ocelových sítí nebo spřahovacích trnů na mostovku. Toto řešení však bylo zavrhnuto, jelikož svařování do konstrukce vnáší lokální napětí a může způsobovat další problémy s únavovým namáháním. Na spojení byl nakonec použit dvousložkový epoxid s bauxitovým kamenivem.

Výsledkem výzkumu tedy bylo použití vrstvy 50 mm UHPC na mostovku s aplikovaným epoxidem. Při prvních rekonstrukcích byly použity 3 vrstvy výztuže (2 v podélném směru, 1 v příčném směru), následně však toto bylo upraveno pouze na dvě vrstvy výztuže o větších profilech. Zároveň bylo ustoupeno od použití KARI sítí, které byly nahrazeny běžnými profily. V průběhu výstavby docházelo k problémům, když se přesahovaly 3 KARI sítě.

Na obr. 7 je fotografie z výstavby. Pracovní prostor byl vždy zakrytý, aby se udržovalo stabilní prostředí, ať už při aplikaci spojovací vrstvy, tak při samotné betonáži UHPC. Při použití UHPC je totiž důležité dbát na ošetřování betonu, aby byly v maximální míře redukovány účinky smršťování. Pro ukládání byly použity automixy a následně byly použity vibrační latě pro uhlazení povrchu. Je také možné použít speciální finišery, je však nutné ověřit únosnost mostovky. Následně byl povrch zvlhčen a byl přikrytý fóliemi pro udržení vlhkosti.

Při prvním použití bylo plánu následně zdrsnit povrch UHPC, který by měl být přímo poježděn. Po několika letech se však ukázalo, že povrch byl provozem uhlazen. Byla tedy použita speciální 10-12 mm tenká obrušná vrstva.



Obrázek 7: Betonáž UHPC pod ochranou (Buitelaar 2010)

Při použití této metody je však nutné brát v potaz, že dochází ke zvýšení zatížení na most. Výjimkou jsou případy, kdy UHPC nahrazuje část skladby vozovky, pak není nárůst zásadní. Již v průběhu přípravy je tedy nutné myslet na statickou analýzu konstrukce a v některých případech je také nutné provádět zesílení ocelových částí. S ohledem na problémy v Nizozemí se však ukázalo, že přesto je toto vhodný způsob opravy. Od roku 2003 už bylo touto metodou opraveno více než 10 mostů v Nizozemsku (Calandbridge, most Moerdijk, most Hagenstein aj.) a v roce 2019 byla tato metoda použita i v Německu, na mostě Rheinbrücke Maxau.

V některých zemích byly použity modifikované postupy tohoto způsobu rekonstrukce. Zejména v asijských zemích se používají ke kotvení spřahující trny. Umísťují se však v poměrně velkých vzdálenostech a zejména v oblastech s menším lokálním namáháním – např. v místě dělicí čáry, nebo u krajnic. Ve Francii byla tato metoda také použita, ale s prefabrikovanými panely. Ty mohou být spojeny také epoxidovou pryskyřicí, nebo spřahujícími trny v méně exponovaných místech.

2.3. Opravy spodní stavby

Jsou i případy, kdy je pomocí UHPC vhodné provést opravu spodní stavby, zejména pilířů, jak ukazují příklady ze severoamerického kontinentu (Doiron 2019).

Prvním z příkladů je menší železniční most přes silniční komunikaci. Stávající pilíře byly ve špatném stavu, a bylo nutné je ochránit proti solím a rozmrazovacím prostředkům. Zde bylo vhodné využít UHPC, z důvodů trvanlivosti a odolnosti. Požadavkem totiž bylo co nejméně omezit světlou vzdálenost pilířů (jelikož omezují průjezdný profil pod mostem) a také vytvořit co nejlepší ochranu původního betonu a aby tato ochrana vydržela co nejdéle. Byl tedy odstraněn poškozený beton a bylo provedeno obetonování UHPC po celém obvodu pilíře.

Dalším příkladem je Mission Bridge v Britské Kolumbii. Jedná se o velmi významný most na čtyřproudové komunikaci přes řeku v seismické oblasti. Má železobetonové pilíře do tvaru písmene „V“. Jeden z pilířů je založen v horších geologických podmínkách a byla řešena jeho ochrana proti případným významnějším pohybům při zemětřesení. Z různých variant (zlepšování zemin, obetonování běžným betonem nebo zesílování ocelovými pláty) byla vybrána varianta obetonování paty pilíře pomocí UHPC (obr. 8). Již dříve bylo experimentálně ověřováno, že pilíře zesílené UHPC mají lepší seismickou odolnost (Tong et al. 2019) a navíc, tato varianta byla i finančně nejvýhodnější.



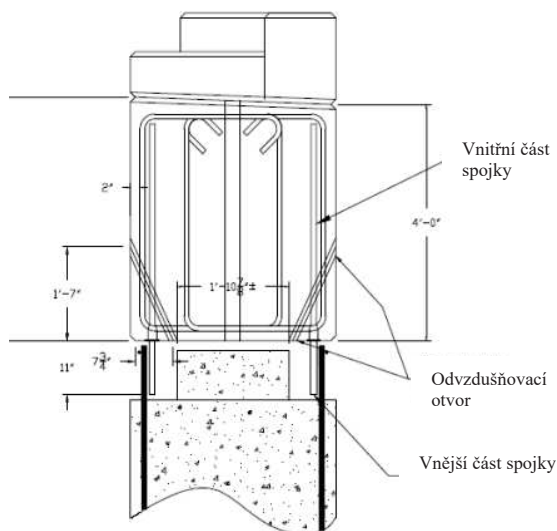
Obrázek 8: Pata pilíře po provedení zesílení (Doiron 2019)

Další zesílení v místě patek bylo provedeno opět v Britské Kolumbii. Jedná se o ocelový visutý most, který má sice jen jeden pruh, ale je prakticky jediným možným přístupem do blízké nemocnice. Je tedy snahou co nejvíce prodloužit životnost tohoto mostu. Navazující krajní pole jsou z ocelových sloupů kotvených do betonových patek. Na těchto patkách se však začínala projevovat koroze, cílem tedy bylo zesílit oslabená místa a zároveň ochránit ocelové patky před korozí. Řešením bylo vlepení výztuže do základu, zároveň její propojení s pilířem a obetonování pomocí UHPC. Toto řešení zvýšilo tuhost a únosnost poškozeného místa a zároveň poskytuje ochranu zkorodovaným částem (obr. 9).



Obrázek 9: Vývýšení základu a projení výztuží (Doiron 2019)

Posledním příkladem je použití UHPC pro propojení stávajícího pilíře s novou prefabrikovanou mostovkou. V rámci rekonstrukce staršího mostu byla navržena výměna mostovky za novou, prefabrikovanou s propojením výztuže. Původní návrh odbourání stávající nosné konstrukce, vlepování nové výztuže do vrcholu pilířů. Toto vlepování by bylo složitější, jelikož je nutné znát polohu původní výztuže a vyhnout se jí. Proto bylo ještě před výstavbou rozhodnuto o změně návrhu. Po odstranění původní nosné konstrukce došlo k částečnému odstranění betonu hlavy pilíře, cca na výšku 28 cm. Odstraněn byl pouze beton po obvodu pilíře, cca o tloušťce 20 cm. Tím došlo k odhalení stávající výztuže. Dále bylo ověřeno, že při použití UHPC bude přesahová délka 25 cm pro původní výztuž a novou výztuž z prefabrikátů dostačující. Po osazení nosné konstrukce byl tedy zabetonován odstraněný „límeč“ a tím bylo zajištěno propojení výztuže (obr. 10).



Obrázek 10: Řez hlavou pilíře a prefabrikátem (Doiron 2019)

2.4. Nahrazení mostních závěrů UHPC spoji

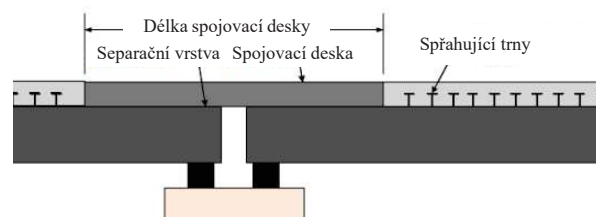
Mostní závěry jsou obecně slabé místo mostních konstrukcí. Často zde dochází k poruchám těsnosti a dochází k protékání na čela nosné konstrukce a spodní stavbu. Zároveň mostní závěry zvyšují dynamické účinky od dopravy na most.

V případně nosné konstrukce složené z prostých nosníků je možné mostní závěry nahradit kotvenou deskou z UHPC, která spojí jednotlivé konstrukce k sobě. Tímto dojde k odstranění problémům s mostními závěry a vytvoření konstrukčního

spojitého nosníku (staticky konstrukce funguje jako prosté nosníky).

Je však nutné uvažovat s tím, že deska je významně namáhána a může být například nutné provést výměnu některých ložisek, z důvodu přenášení větších vodorovných sil. Několik desítek mostů bylo již takto rekonstruováno v USA (Federal Highway Administration 2020). Ve většině případů se jedná o ocelové nosníkové mosty se spřaženou železobetonovou deskou.

Na místě styku nosníků byla vybourána spřažená deska, byly zde odstraněny spřahující trny a byla vybetonována deska z UHPC. Na koncích nosníků je použita separační vrstva pro oddělení spolupůsobení UHPC a ocelových nosníků, aby byla snížena tuhost a tím i ohybové namáhání.



Obrázek 11: Nahrazení mostního závěru UHPC deskou (Federal Highway Administration 2020)

Pro tento způsob rekonstrukce je však zásadní uspořádání ložisek. Pokud jsou ve dvojici sobě odpovídající ložiska, tedy posuvná - posuvná nebo pevná - pevná, je možné tyto ložiska ponechat, pokud splňují požadavky. Není možné použít dvojici ložisek pevná - posuvná na jednom pilíři. Některé státy umožňují použití elastomerových ložisek.

V USA se nyní tato metoda používá i u nových mostů, ať už ocelových či betonových nosníků. Výhodou je redukce počtu mostních závěrů, ale také urychlení výstavby.

3. ZÁVĚR

Dle uvedených příkladů je možné říct, že UHPC je vhodné pro rekonstrukci mostů v různých případech. Je však třeba vždy zvážit veškeré okrajové podmínky.

V případě betonáže UHPC na ocelové ortotropní mostovky je toto použití výsledkem víceletého výzkumu, který zahrnoval velké množství pokusů a experimentů. Toto použití se dá tedy považovat za vhodné. Také přibetonávky na betonové mostovky byly použity již mnohokrát použity a osvědčily se.

Naopak některé ze způsobů jsou spíše ojedinělé a dané specifickými podmínkami. Např. zesílení pilířů UHPC je za běžných podmínek poměrně finančně náročná volba. Ale v seismických oblastech je to naopak velmi vhodná varianta, jelikož UHPC má větší duktilitu a schopnost pohlcovat energii s menším poškozením.

ACKNOWLEDGEMENTS

Rešerše vznikla za podpory Ministerstva průmyslu a obchodu v rámci projektu ev. č. FV20472 „Aplikace vysokohodnotných cementových kompozitů na rekonstrukce betonových staveb“

Reference

- UHPC Solutions, 2017. The Chillon Viaduct. *UHPC Solutions*. Available at: <https://www.uhpcolutions.com/chillon-viaducts> [Accessed March 25, 2024].
- TBG Metrostav, 2023. Oprava Barrandovského mostu. *TBG Metrostav*. Available at: www.tbg-metrostav.cz/reference/oprava-barrandovskeho-mostu/ [Accessed March 25, 2024].
- Brühwiler, E., 2017. Hochfest weiter dank UHFB. *Espazium.ch - Onlineplattform für Baukultur*. Available at: <https://www.espazium.ch/de/aktuelles/hochfest-weiter-dank-uhfb> [Accessed March 25, 2024].
- Doiron, G., 2019. UHPC pier repair/retrofit - Examples of completed projects in North America. In *AFGC-ACI-fib-RILEM International Conference on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete (UHPFRC 2017)*. France: RILEM Publications, pp. 983-992.
- Buitelaar, P., 2010. *Heavy reinforced high performance concrete overlay on orthotropic steel bridges in the Netherlands*. Available at: <http://dx.doi.org/10.13140/RG.2.1.2088.8083> [Accessed March 25, 2024].
- Tong, T. et al., 2019. Seismic retrofitting of rectangular bridge piers using ultra-high performance fiber reinforced concrete jackets. *Composite Structures*, (vol. 228). Available at: <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0263822318332550> [Accessed March 15, 2024].
- Federal Highway Administration, 2020. Case Study: Eliminating Bridge Joints with Link Slabs – An Overview of State Practices 1st ed.,

RECYCLED AGGREGATE CONCRETE FOR RESIDENTIAL STRUCTURES

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

Beton s recyklovaným kamenivem nabízí několik příležitostí, jak pozitivně ovlivnit environmentální dopad stavebnictví na životní prostředí. Jeho využití v konstrukcích je však limitované, a to především nižší kvalitou recyklovaného kameniva oproti kamenivu přírodnímu. Výběr vhodných konstrukcí je tak klíčový pro úspěšné uplatnění betonu s recyklovaným kamenivem na stavbách. Sektor bytových staveb nabízí vhodných konstrukcí hned několik. Článek se zabývá možnostmi využití betonu s recyklovaným kamenivem v konstrukcích bytových staveb. Uvádí typické části stavby a požadavky, které jsou na ně kladeny. Tyto požadavky jsou následně porovnány s vlastnostmi betonu a pro jednotlivé konstrukce jsou navrženy možný procentuální obsah recyklovaného kameniva v betonu. V závěru je uveden příklad bytové stavby střední velikosti, u které jsou vyčísleny úspory přírodního kameniva na jednotlivých konstrukcích v případě použití betonu s recyklovaným kamenivem.

KLÍČOVÁ SLOVA

beton s recyklovaným kamenivem • bytové stavby • vlastnosti betonu

ABSTRACT

Recycled aggregate concrete (RAC) offers several opportunities to positively improve the environmental impact of the construction sector. However, its use in construction is limited, mainly because of the lower quality of recycled aggregates compared to natural aggregates. Therefore, the selection of suitable structures is crucial for the successful application of recycled aggregate concrete in construction. The residential construction sector offers several suitable structures. This article analyses the potential of the use of recycled aggregate concrete in residential construction. It lists typical parts of the building and the requirements placed on them. Then these requirements are compared with the properties of concrete and possible percentages of recycled aggregate in concrete are suggested for each structure. Finally, an example of a medium-sized residential building is presented, for which the savings of natural aggregate on individual structures are quantified if recycled aggregate concrete is used.

KEYWORDS

recycled aggregate concrete • residential buildings • properties of concrete

* Supervisor: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc.

1. INTRODUCTION

The increasing demand for sustainable construction practices has propelled the construction industry towards innovative solutions that minimise environmental impact while maintaining structural integrity. One such solution that is becoming a standard in the industry is the use of recycled aggregate (RA) in the production of concrete. Using recycled aggregates derived from construction and demolition waste (C&DW) in concrete can conserve a significant amount of natural resources, reduce the demand for landfills and decrease the emissions of CO₂ into the atmosphere.

In contrast to these strong drivers, the use of recycled aggregates poses several challenges. The inferior properties of recycled aggregate concrete (RAC) in comparison with ordinary concrete with natural aggregate (NA) limit its use in a wide range of structures. The greatest influence of RA is on Young's modulus of elasticity which can decrease to 50 % in the case of a replacement ratio of NA by RA 100 %. Another issue of RAC is the uncertain durability of concrete, especially the freeze-thaw resistance, which is highly dependent on the quality of RA and can vary significantly over time.

Due to not only the above-mentioned examples of inferior properties of RAC, the use of RAC in structures is strictly limited. The current version of the European standard EN 206 + A2 for concrete production allows the use of RA only up to 30 % for the exposure classes XC4, XF1, XD1, and XA1, and only in the case where the origin of RA is known. Furthermore, RA must contain more than 90 % concrete particles. Recycled mixed aggregates or recycled brick aggregates can be used only in plain concrete. The Czech complementary standard ČSN P 73 2404 restricts the use of RA even more.

There are numerous types of structures, each designed for a specific purpose and with a distinct set of requirements. Major infrastructure projects such as bridges, dams, tunnels, and civil engineering structures are designed with a minimum lifespan of 100 years. The materials used for these projects must meet the highest quality standards. However, buildings for residential or commercial purposes are designed with considerably lower requirements, and therefore the application of materials with inferior properties is possible. The requirements for residential building structures are often reduced to mechanical properties and durability is required only for exterior structures, which constitute a relatively minor proportion of the project. Small and medium-sized residential buildings offer a significant opportunity to use recycled aggregate concrete and conserve natural aggregate for structures where it is irreplaceable.

2. PROPERTIES OF RECYCLED AGGREGATE CONCRETE

In this section, the properties of the recycled aggregate concrete mixes are presented and compared with ordinary concrete with natural aggregate. The mixes with a 15%, 50%, and 100% content of recycled aggregate were tested. Mixed recycled aggregates with concrete, bricks, mortar, and other material content were used in all mixes. Two fractions were used: a fine fraction 0/8 (fRA) and a coarse fraction 8/16 (cRA). All mixes were designed for strength class C 25/30. The tests were carried out on specimens produced during the production of concrete in a batching plant, and therefore the cement content between mixes could slightly differ over time. The maximum difference between individual mixes was 30 kg.

2.1. Compressive strength

The compressive strength was tested with cubic specimens of an edge length of 150 mm according to ČSN EN 12390-3. For each concrete type, more than 30 specimens were tested for compressive strength. Figure 1 shows the results. Natural aggregate concrete (NAC) reports the highest compressive strength. The compressive strength of mixes with a 15% content of fRA and cRA decreased by 8% and 6%, respectively, compared to the NAC. The compressive strength of mixes with a 50% content of fRA and cRA decreased by 14% and 11%, respectively, compared to the NAC. Lastly, mixes with a content of 100% RA reported a decrease in compressive strength of 22% on average. Fine recycled aggregate decreases the compressive strength of concrete more than coarse recycled aggregate.

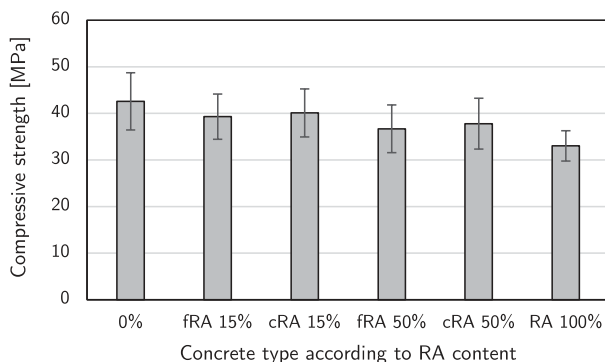


Figure 1: Cubic compressive strength of concrete with different RA content.

2.2. Depth of penetration of water under pressure

The depth of penetration of water under pressure was tested with cubic specimens with an edge length of 150 mm according to standard ČSN EN 12390-8. For each type of concrete, more than 10 specimens were tested. Figure 2 shows the results that report a higher variance between all the tested mixes. Mixes with a 100% RA content reported the highest depth of penetration of water than mixes with a lower RA content. RA content up to 50% does not have a significant impact on the watertightness of the concrete. All mixes meet the requirements of ČSN EN 206+A2 on water penetration limit for each exposure class.

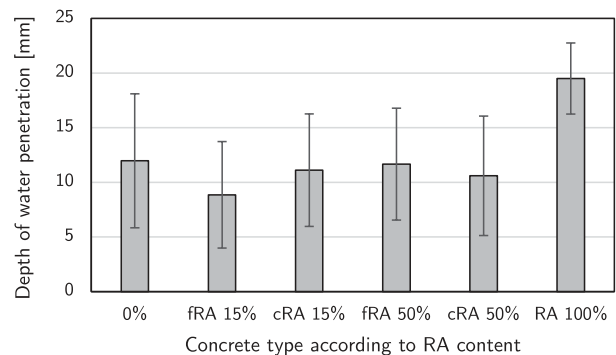


Figure 2: Depth of penetration of water under pressure of concrete with different RA content.

2.3. Young's modulus of elasticity

The modulus of elasticity was tested with cylinder specimens with diameter of 150 mm and height of 300 mm according to standard ČSN ISO 1920-10. The modulus of elasticity is the most influenced property of concrete with an increase in the content of RA in the mix. Figure 3 shows similar trends that can be observed for the results of the compressive strength of concrete. The modulus of elasticity of the mixes with a 15% content of fRA and cRA decreased only by 4% and 2%, respectively, compared to the NAC. However, the modulus of elasticity of the mixes with a 50% content of fRA and cRA decreased by 45% and 39%, respectively, compared to the NAC. Lastly, mixes with a content of 100% RA reported a decrease of 55%. As with compressive strength, coarse recycled aggregate has a lower impact on modulus values.

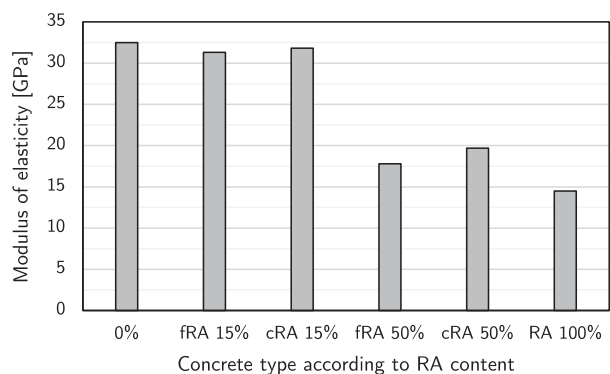


Figure 3: Modulus of elasticity of concrete with different RA content.

2.4. Bond strength

The bond strength was tested with cubic specimens with an edge length of 150 mm according to standard ČSN 73 1333. For this test, only three mixes were tested with three specimens for each mix. The results in Figure 4 do not correspond to the usual trend. Mix with 50% of cRA reports a higher bond strength than NAC. The mix with 100% of RA reports a lower bond strength. The results should be verified in future research.

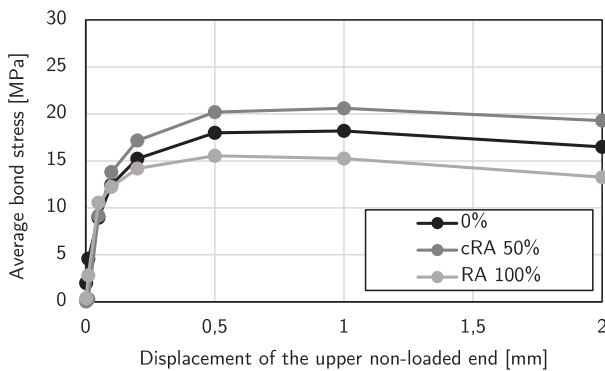


Figure 4: Bond strength of concrete with different RA content.

3. CONSTRUCTION PARTS OF RESIDENTIAL BUILDINGS

This section lists typical components of residential buildings and the requirements that are placed on them. These requirements are then compared with the properties of RAC and the recommended RA content is proposed with two different approaches of the design. The first approach is more conservative and suggests a lower RA content in concrete in relation to the safer side of the building design. The second approach is progressive and suggests a higher RA content in concrete. Structures designed using the progressive approach will still meet the requirements while conserving more natural resources than the conservative approach, but the unstable properties of RA must be taken into account during the design process.

3.1. Deep foundation - bored piles

The typical concrete specification for bored piles of medium-sized residential buildings is the strength class C 25/30 or C 30/37 and the exposure classes XA1 to XA3. The highest demands are placed on the properties of fresh concrete. During concrete pouring, the water must not be separated by the high pressure generated by the height of the pile. Recycled aggregate concrete tends to contain a greater proportion of water due to the higher water absorption of the aggregate and therefore may be more prone to bleeding than ordinary concrete. Previous research has indicated that a 50% RA content in concrete for bored piles is a safe amount that does not cause bleeding of the concrete or the segregation of lighter particles contained in RA (see Figure 5). The recommended content of RA in concrete for bored piles is therefore 30% to 50%.

3.2. Base concrete

The main purpose of the base concrete is to level the ground and create a stable surface on which to lay the foundation plate reinforcement. The requirements for the base concrete are minimal. Typically, a C 8/10 or C 12/15 strength class is specified with no additional exposure classes. The RA content in the base concrete can be up to 100%, although in practice it is generally limited to 50%.

3.3. White tank - foundation plate and perimeter walls

The term "white tank" is used to describe the underground part of a building where waterproofing is achieved through the use of a wa-



Figure 5: Test boreholes from bored piles made of recycled aggregate concrete containing 50% recycled aggregate.

tertight concrete structure, comprising the foundation plate and the perimeter walls. This method of waterproofing differs from the addition of a separate layer of waterproofing material. In addition to the watertightness of the concrete itself, which is evaluated by the depth of penetration of the water under pressure, the second crucial attribute of watertight concrete is shrinkage, which is responsible for the formation of cracks in the structure. Although the RAC water penetration values are comparable to those of ordinary concrete, the increase in drying shrinkage caused by the higher water content in the RAC is more significant. Higher shrinkage can lead to the excessive development of cracks that are unacceptable for this type of structure. Therefore, the RA content for watertight concrete structures is limited to a maximum of 15%.

3.4. Horizontal load-bearing structures

The design of a horizontal load-bearing structure, such as slabs, purlins, and beams, is primarily determined by the maximum allowable deflection of the structure. The greatest influence on the deflection is the Young's modulus of elasticity, which decreases significantly with an increased content of RA in concrete. The addition of 50% and 100% RA to concrete can reduce the modulus by up to 30% and 50%, respectively. Consequently, the content of RA in concrete for horizontal load-bearing structures is conservatively limited only to 15%. However, the values of Young's modulus of elasticity of concrete with a 30% RA content remain comparable to those of ordinary concrete, and therefore it can be recommended for specific cases with lower loads.

3.5. Vertical structures

Vertical load-bearing structures such as perimeter walls and elevator shafts, or non-load-bearing structures such as partition walls, have minimum material requirements in terms of mechanical properties and durability. The most limiting factor is the lower specific density of concrete due to the lower specific density of RA. The standard requirements for airborne sound insulation of residential buildings are quite stringent. Partition walls with an optimised design combined with the lower specific density of RAC do not have to meet the standard requirements in specific cases.

Table 1: Potential savings of natural aggregate replaced by recycled aggregate on a medium-sized residential building project

Type of structure	Amount of concrete (m ³)	Amount of aggregate (t)	Conservative approach		Progressive approach	
			*	**	*	**
Exterior structures	600	1.050	0 %	0	15 %	160
Vertical structures	1.700	2.975	50 %	1.490	100 %	2.975
Horizontal load-bearing structures	3.100	5.425	15 %	815	30 %	1.630
White tank - foundation plate, perimeter walls	1.400	2.450	0 %	0	15 %	360
Base concrete	300	5.25	50 %	265	100 %	525
Deep foundation - bored piles	950	1.665	30 %	500	50 %	830
Total	8050	14.090		3.070		6495

* Percentage substitution of natural aggregate by recycled aggregate

** Amount of natural aggregate saved in tonnes

However, previous research conducted on partition walls between two apartment units with 100% RA content has shown that it is possible to use RAC for this type of structure and meet the requirements of current standards. Therefore, the recommended RA content for most vertical structures is 50%, but a content of 100% is also feasible for many structures.

3.6. Exterior structures

Structures such as attics, balconies, and retaining walls are exposed to the external environment, and freeze-thaw resistance plays an important role in the longevity of these structures. Previous research on RAC freeze-thaw resistance has not always confirmed that RAC has sufficient freeze-thaw resistance. This may be mainly due to the unstable quality of RA. For this reason, the RA content in concrete for exterior structures is limited to 15%.

4. EXAMPLE OF RA UTILISATION ON A MEDIUM-SIZED RESIDENTIAL BUILDING

In this section, an example of a medium-sized residential building developed in recent years in Prague is used to illustrate the potential savings in natural aggregate required for concrete production if it is replaced by recycled aggregate during the construction process. The volume of cubic metres of concrete for individual construction parts is based on the original project. The figures are rounded for the sake of clarity. Firstly, the amount of aggregate needed for the production of concrete is quantified. An average of 1750 kg was accounted for one cubic metre of concrete. Consequently, conservative and progressive approaches from the previous section are applied for each construction part and the absolute amount of natural aggregate saved is also quantified. The exact figures can be found in Table 1.

Slabs represent the largest proportion of concrete. Unfortunately, the use of RA for this type of structure is severely limited due to low Young's modulus values, and therefore only a small proportion of NA can be saved. Vertical structures are the second most represented and offer the largest possible savings. Other construction parts contribute only a small proportion of the total concrete volume, or the use of RA very limited, as in underground watertight structures.

In the case of the conservative approach, approximately 3,070 tonnes of NA could be saved by using RA, which represents 22% of the total aggregate mass required for the project. In the case of the progressive approach, up to 6,495 tonnes of aggregate could be saved, representing 46% of the total aggregate mass.

5. CONCLUSION

The properties of RAC are influenced not only by the quality of RA but also by the quantity of RA present in the concrete. An increase in the proportion of RA in concrete results in a deterioration of its properties. In order to facilitate the widest possible use of RAC in building structures, the quantity of RA in concrete can be adjusted according to the specific type of concrete construction. The aforementioned approaches suggest different RA contents in concrete for various residential structures. The conservative approach suggests a lower RA content, which is a safer option. The progressive approach, in contrast, advocates for a higher RA content in concrete. The conservative approach to the use of RAC in medium-sized residential buildings has the potential to save up to 3,000 tons of natural aggregate. In the case of the progressive approach, the potential reduction in the use of natural aggregate is up to 6,500 tonnes. The construction of the Dvorský Bridge in Prague is estimated to consume approximately 32,500 tonnes of aggregate. In order to save enough natural aggregate for the construction of Dvorský Bridge, approximately eleven medium-size residential buildings would have to be built with the conservative approach to the design as suggested in the previous sections. In the case of the progressive approach, only five buildings would save enough natural aggregate for the new bridge. By employing RAC in structures with lower demand for the quality and durability of materials, natural aggregate can be conserved for construction projects where it is irreplaceable.

ACKNOWLEDGEMENTS

This work was supported by the Grant Agency of the Czech Technical University in Prague, grant No. SGS23/034/OHK1/1T/11.

References

- ČSN 73 1333: *Zkoušení soudržnosti předpínací výztuže s betonem* (1990).
- ČSN EN 12390-3: *Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles* (2020).
- ČSN EN 12390-8: *Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 8: Hloubka průsaku tlakovou vodou* (2020).
- ČSN EN 206+A2: *Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda* (2021).
- ČSN P 73 2404: *Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda - Doplňující informace* (2021).

VÝPOČETNÍ APLIKACE PRO STANOVENÍ VZÁJEMNÉ VZDÁLENOSTI KONTEJNERŮ ÚLOŽIŠTĚ VYHOŘELÉHO JADERNÉHO PALIVA V HORNINOVÉM MASIVU

Karolina Nedomová, *

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

ABSTRAKT

Článek je zaměřen na popis softwaru pro stanovení vzájemné vzdálenosti betonových kontejnerů úložiště vyhořelého jaderného paliva v horninovém masivu. Analýza transportních procesů v betonovém kontejneru úložiště vyhořelého jaderného paliva, včetně přilehlého horninového masivu, je provedena v příčném řezu. Jako zdroj tepla je uvažováno vyhořelé jaderné palivo typu VVER440 a VVER1000. Pro numerické řešení matematického modelu byla aplikována metoda konečných prvků a metoda časové diskretizace. Výsledný algoritmus byl implementován do vlastního výpočetního nástroje vytvořeného v programovacím jazyce MATLAB. Software má podobu samostatně spustitelné aplikace s grafickým uživatelským prostředím, ve kterém je možné zadat různé parametry řešeného kontejneru.

KLÍČOVÁ SLOVA

výpočetní aplikace • teplotní analýza • betonový kontejner • vyhořelé jaderné palivo • vzdálenost kontejnerů v hlubinném úložišti

ABSTRACT

The paper is focused on the description of the software for determining the distance of concrete cask of spent nuclear fuel storage in a rock mass. The analysis of transport processes in the concrete cask of the spent nuclear fuel repository, including the rock mass, is solved in cross-section. The heat source considered is spent nuclear fuel of the VVER440 and VVER1000 type. For the numerical solution of the model, the finite element method and the finite difference method have been employed for the spatial and temporal discretization. The resulting algorithm has been implemented in a computational tool developed in MATLAB programming language. The software is a stand-alone application with graphical user interface, which enables to input various parameters of the analysed cask.

KEYWORDS

computational application • thermal analysis • concrete cask • spent nuclear fuel • distance of casks in rock mass

1. ÚVOD

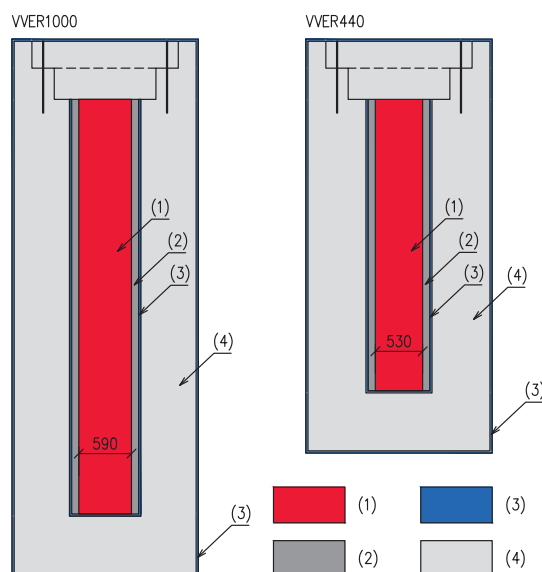
Pro optimální návrh vzájemné vzdálenosti kontejnerů úložiště vyhořelého jaderného paliva v horninovém masivu je nutné stanovit časový vývoj teploty v kontejneru a v přilehlém horninovém masivu. V tomto článku je popsána výpočetní aplikace, která byla

vytvořena v programovacím jazyce MATLAB, a následně jsou prezentovány a porovnány výsledky pro různé vstupní hodnoty. Jako zdroj tepla je uvažováno vyhořelé jaderné palivo, které ohřívá konstrukci kontejneru a přilehlý horninový masiv hlubinného úložiště pro vodo-vodní reaktor typu VVER440 a VVER1000.

Příspěvek navazuje na předchozí práce autora [2] a [3], které částečně přebírá a doplňuje o popis výpočetní aplikace, která umožňuje přehledné získávání výsledků pro různé materiálové a geometrické varianty.

2. POPIS BETONOVÝCH KONTEJNERŮ

Analýzované kontejnery jsou zobrazeny na Obrázku 1.



Obrázek 1: Konstrukce analyzovaných kontejnerů. Vlevo kontejner pro VVER1000, vpravo pro VVER440. Legenda: (1) nerezové pouzdro s vyhořelým jaderným palivem, (2) betonová zálivka, (3) ocel, (4) beton tlumicí zóny. Zdroj: nakresleno podle návrhu Dr. Khmurovské.

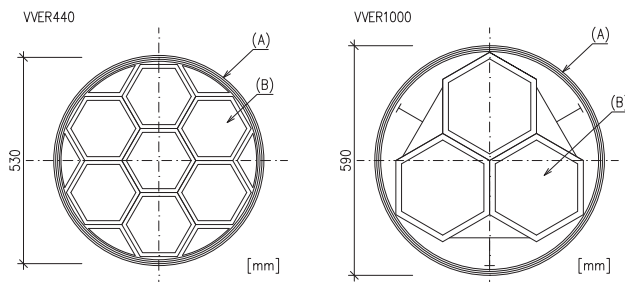
Kontejnery slouží pro dlouhodobé uložení vyhořelého jaderného paliva v hlubinném úložišti. Uvažované kontejnery mají stejné uspořádání jednotlivých vrstev. Uvnitř kontejneru se nachází nere-

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

zové pouzdro s vyhořelým jaderným palivem. Nerezové pouzdro má průměr 530 mm pro typ VVER440 a nebo průměr 590 mm pro typ VVER1000. Nejbližší k pouzdru se nachází betonová zálivka, tzv. *filler*. Zálivka vyplňuje prostor mezi ocelovým pouzdrém a pouzdrém vyhořelého jaderného paliva. Mezi vnitřním a vnějším ocelovým pouzdrém se nachází beton tlumicí zóny, tzv. *buffer*. Buffer tvoří hlavní konstrukci kontejneru a snižuje přenos tepla od vyhořelého jaderného paliva do horninového masivu.

3. POUZDRA S VYHOŘELÝM JADERNÝM PALIVEM

Pro ukládání vyhořelého jaderného paliva jsou používána vysoce odolná, hermeticky nepropustná pouzdra s vysokou korozní odolností. Pouzdro s vyhořelým jaderným palivem typu VVER440 obsahuje celkem sedm palivových souborů a má průměr 530 mm. Pouzdro s vyhořelým jaderným palivem typu VVER1000 obsahuje tři palivové soubory a má průměr 590 mm, viz Obrázek 2. Dle [1, s. 27] obsahuje každý palivový soubor VVER440 průměrně 122 kg uranu (kgU) se středním vyhořením 50 MWd/kgU a každý palivový soubor VVER1000 obsahuje průměrně 474 kg uranu (kgU) se středním vyhořením 53 MWd/kgU.



Obrázek 2: Řezy pouzdrům s vyhořelým jaderným palivem. Vlevo typ VVER440, vpravo typ VVER1000. Legenda: (A) nerezový plech, (B) palivová kazeta. Zdroj: nakresleno podle [5, s. 28, s. 31].

4. ZDROJ TEPLA

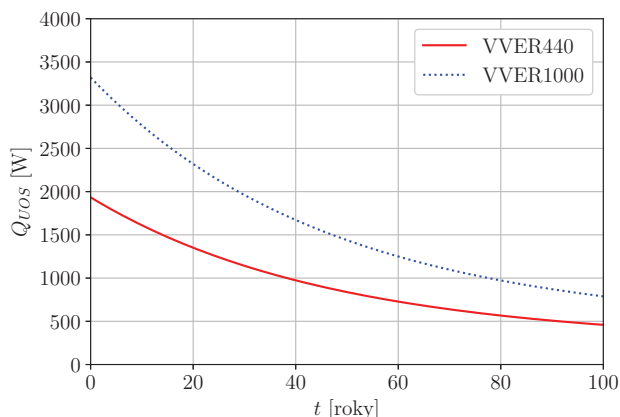
Celkový tepelný výkon Q [W] vyhořelého jaderného paliva v jednom pouzdru (3 nebo 7 palivových souborů dle typu VVER) v závislosti na čase od vyvezení z aktivní zóny lze uvažovat jako [1, s. 29-30]

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

kde m [tU] je hmotnost uranu v pouzdru přepočtená pro příslušné vyhoření (pro VVER440 $m = 0.864$ tU a pro VVER1000 $m = 1.484$ tU, viz [1, s. 29]), τ [roky] je čas od vyvezení paliva z aktivní zóny a A_i a B_i jsou bezrozměrné konstanty pro výpočet měrného zbytkového tepelného výkonu, které lze nalézt v [1, Tab. 4]. Závislost popsaná vztahem (1) je znázorněna na Obrázku 3.

Ve výpočtu je uvažováno, že kontejner s pouzdrém s vyhořelým jaderným palivem bude umístěn do hlubinného úložiště po 65 letech od vyvezení jaderného paliva z aktivní zóny, tj. v čase $\tau = 65$ let. Čas od umístění kontejneru do hlubinného úložiště je označován jako t [roky], přičemž platí $\tau = t + 65$ let, viz [1].

Pro výpočet je dále nutné stanovit měrný tepelný výkon vyhořelého jaderného paliva definovaný na 1 m³ nerezového pouzdra s vyhořelým palivem v závislosti na čase od umístění kontejneru

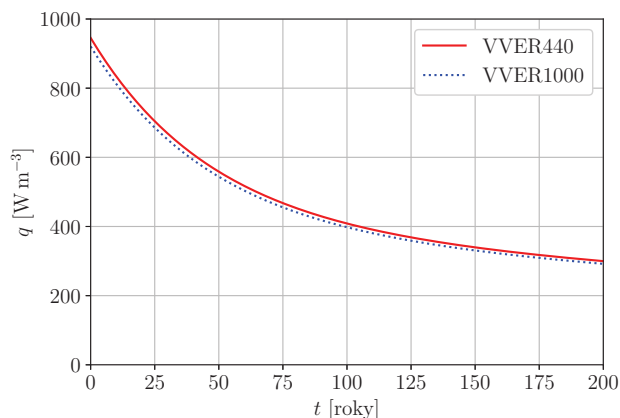


Obrázek 3: Tepelný výkon pouzdra s vyhořelým jaderným palivem typu VVER440 a VVER1000. Zdroj: sestrojeno podle výše uvedených vztahů, srov. [1, s. 30, Obr. 5].

do hlubinného úložiště. Tento měrný výkon q [W m⁻³] se stanoví jako

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

kde Q [W] je celkový tepelný výkon pouzdra s vyhořelým jaderným palivem (viz vztah (1)), t [roky] je čas od umístění kontejneru do hlubinného úložiště a V [m³] je objem pouzdra s vyhořelým jaderným palivem (pro VVER440 $V = 0.72$ m³ a pro VVER1000 $V = 1.27$ m³, viz Obrázek 2). Závislost popsaná vztahem (2) je znázorněna na Obrázku 4.

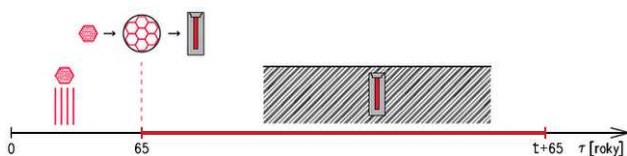


Obrázek 4: Měrný tepelný výkon pouzdra s vyhořelým jaderným palivem typu VVER440 a VVER1000. Zdroj: sestrojeno podle výše uvedených vztahů.

5. VÝPOČETNÍ APLIKACE

Předpokládaný scénář a jednotlivé fáze životního cyklu paliva a kontejneru jsou zobrazeny na Obrázku 5.

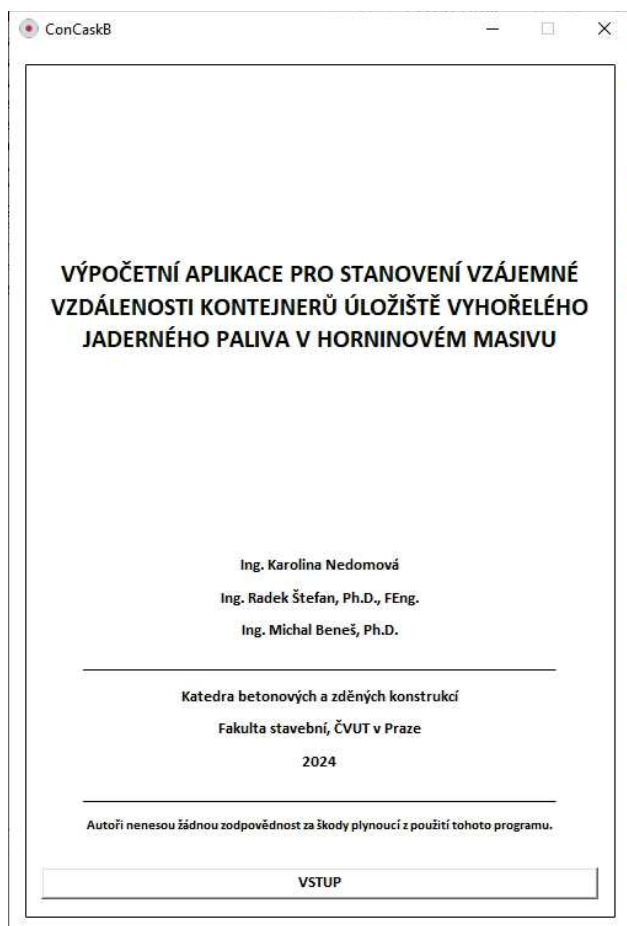
V čase od vyvezení paliva z aktivní zóny $\tau = 0$ až $\tau = 65$ let bude vyhořelé jaderné palivo skladováno v meziskladu. V čase



Obrázek 5: Časová osa popisující jednotlivé fáze životního cyklu vyhořelého jaderného paliva a analyzovaného betonového kontejneru.

$\tau = 65$ let, tj. $t = 0$, bude nerezové pouzdro s palivovými soubory umístěno do betonového kontejneru. Prostor mezi pouzdrem a vnitřním povrchem kontejneru bude vyplněn betonovou zálivkou (filler) a kontejner bude uzavřen. Následně bude kontejner umístěn do hlubinného úložiště. V čase $\tau = 65-165$ let, tj. $t = 0-100$ let, je stanovován časový vývoj teploty na rozhraní jednotlivých částí kontejneru. Řešené období je na ose zvýrazněno červeně.

Výpočetní software ConCaskB [4] slouží pro analýzu transportních procesů v betonovém kontejneru úložiště vyhořelého jaderného paliva a v přilehlém horninovém masivu. Program byl vytvořen v programovacím jazyce MATLAB a má podobu samostatné spustitelné aplikace s grafickým uživatelským prostředím. Na Obrázku 6 je náhled úvodního okna softwaru.



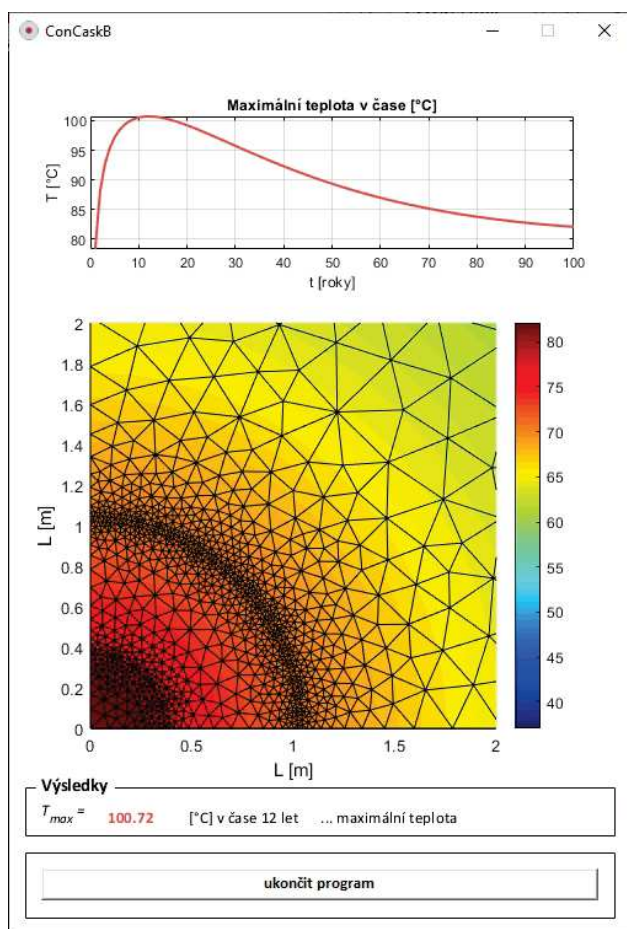
Obrázek 6: Náhled úvodního okna softwaru.

Jako zdroj tepla se uvažuje vyhořelé jaderné palivo. Software umožňuje uživateli vybrat, zdali analýza nestacionárního vedení tepla bude spočtena pro reaktor typu VVER440 nebo VVER1000. Následně uživatel zadá teplotu v horninovém masivu a osovou vzdálenost umístění kontejnerů v horninovém masivu. Pro výpočet průběhu teplot v kontejneru je nutné zadat tloušťky analyzovaných vrstev kontejneru a jejich materiálové vlastnosti. Model je řešen zjednodušeně na úrovni příčného řezu kontejnerem. Všechny vstupní informace do výpočtu se zadávají do druhého okna programu viz Obrázek 7.

Zadání vstupních hodnot	
Typ vodo-vodního reaktoru:	VVER440
HORNINOVÝ MASIV	
Průměrná teplota v horninovém masivu:	20 °C
Osová vzdálenost kontejnerů - směr x:	82.090 m
Osová vzdálenost kontejnerů - směr y:	82.090 m
MOCNOST VRSTEV KONTEJNERU [t]	
Betonová zálivka:	80 mm
Vnitřní ocelové pouzdro:	25 mm
Beton tlumící zóny:	650 mm
Vnější ocelové pouzdro:	25 mm
OBJEMOVÁ TEPELNÁ KAPACITA [c]	
Betonová zálivka:	2112000 Jm ⁻³ K ⁻¹
Vnitřní ocelové pouzdro:	4710000 Jm ⁻³ K ⁻¹
Beton tlumící zóny:	2400000 Jm ⁻³ K ⁻¹
Vnější ocelové pouzdro:	4710000 Jm ⁻³ K ⁻¹
Horninový masiv:	2900000 Jm ⁻³ K ⁻¹
SOUČINITELE TEPELNÉ VODIVOSTI [λ]	
Betonová zálivka:	1 Wm ⁻¹ K ⁻¹
Vnitřní ocelové pouzdro:	45 Wm ⁻¹ K ⁻¹
Beton tlumící zóny:	2 Wm ⁻¹ K ⁻¹
Vnější ocelové pouzdro:	45 Wm ⁻¹ K ⁻¹
Horninový masiv:	1.45 Wm ⁻¹ K ⁻¹
zpět výpočet	

Obrázek 7: Náhled zadávacího okna softwaru.

Po stisknutí tlačítka výpočet se zobrazí okno softwaru s výsledky. V horní části okna je graf průběhu maximálních teplot v závislosti na čase $t = (0, 100)$ let. V prostřední části je zobrazen výsledek průběhu teplot ve čtvrtině průřezu kontejneru v roce, kdy bylo dosaženo maximální teploty. Ve spodní části okna programu je zapsán údaj o maximální dosažené teplotě včetně údaje ve kterém roce bylo maximální teploty dosaženo. Okno s výsledky je zobrazeno na Obrázku 8. Po zadání nových vstupních hodnot a stisknutí tlačítka výpočet se zobrazí další okno s výsledky tak, aby uživatel měl možnost spočtené výsledky porovnat v oknech vedle sebe.



Obrázek 8: Náhled okna softwaru s výsledky.

6. VÝSLEDKY A DISKUZE

6.1. Porovnání VVER440 a VVER1000

Byla zvolena úloha porovnání uložení vyhořelého jaderného paliva pro typ VVER440 a VVER1000. Tloušťky jednotlivých vrstev kontejneru pro oba typy byly zvoleny shodné, teplota horninového masivu je uvažovaná 20 °C a kontejnery jsou osově od sebe půdorysně vzdálené 100 m ve směru x i ve směru y . Vstupní zadání a získané výsledky jsou zobrazeny na Obrázku 9. Ze získaných výsledků vidíme, že pro stejné vstupní parametry byla maximální teplota v průřezu $T = 100.7$ °C pro VVER440 a $T = 115.1$ °C pro VVER1000. Maximálních teplot pro obě úlohy bylo dosaženo v $t = 12$ let od uskladnění do hlubinného úložiště. Rozdíl výsledných maximálních teplot je přibližně 14.3 %.

6.2. Vliv teploty v horninovém masivu

Další úloha byla zvolená pro různé teploty v horninovém masivu. Různé zdroje uvádí různé teploty v horninovém masivu. Vstupní hodnoty pro oba kontejnery byly zvolené shodné, byl použit typ VVER440, kontejnery jsou od sebe osově vzdálené 100 m ve směru x i ve směru y . Pro první kontejner byla zvolená teplota horninového masivu 20 °C a pro druhý 15 °C. Vstupní zadání a získané výsledky jsou zobrazeny na Obrázku 10. Ze získaných výsledků vidíme, že maximální teplota v průřezu je $T = 100.7$ °C pro $t_{l_0} = 20$ °C a $T = 95.7$ °C pro $t_{l_0} = 15$ °C. Maximálních teplot

pro obě úlohy bylo dosaženo v $t = 12$ let od uskladnění do hlubinného úložiště. Rozdíl výsledných maximálních teplot je přibližně 5.2 %.

6.3. Vliv geometrie rastru

S využitím stejné plochy pro rozmístění stejného počtu kontejnerů v půdoryse byly použity dva způsoby rozmístění. První varianta je pro čtvercovou mřížku, kdy kontejnery jsou od sebe vzdálené 100 m ve směru x i ve směru y . Ve druhé variantě jsou kontejnery od sebe vzdáleny 125 m ve směru x a 80 m ve směru y . Ve třetí variantě jsou kontejnery od sebe vzdáleny 200 m ve směru x a 50 m ve směru y . Vstupní hodnoty pro oba kontejnery byly zvolené shodné, byl použit typ VVER440. Vstupní zadání a získané výsledky pro variantu 2 a 3 jsou zobrazeny na Obrázku 11. Výsledky pro variantu 1 jsou zobrazeny na Obrázku 10. Ze získaných výsledků vidíme, že maximální teplota v průřezu je $T = 100.7$ °C pro rastr 100 x 100 m, $T = 100.7$ °C pro rastr 125 x 80 m a $T = 101.0$ °C pro rastr 200 x 50 m. Rozdíl výsledných maximálních teplot je zanedbatelný.

7. ZÁVĚR

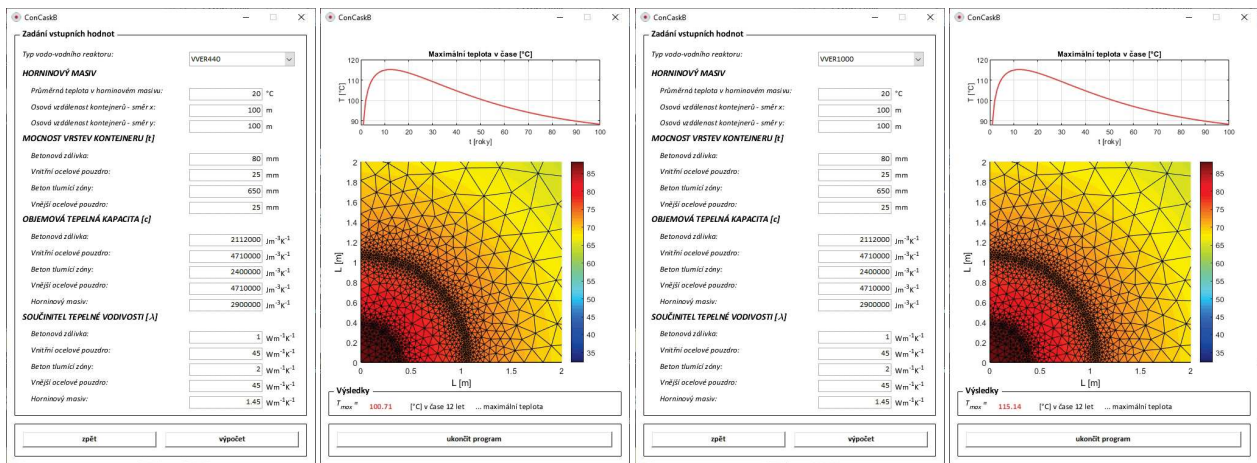
V článku byla prezentována numerická analýza vývoje teploty v betonovém kontejneru úložiště vyhořelého jaderného paliva. Matematický model sdílení tepla byl implementován do vlastního výpočetního nástroje sestaveného v programu MATLAB a má podobu samostatně spustitelné aplikace s grafickým uživatelským prostředím. Vytvořený software umožní snadno analyzovat a porovnávat kontejnery s jinými vstupními parametry (geometrie rozmístění kontejnerů a vlastnosti použitých materiálů).

PODĚKOVÁNÍ

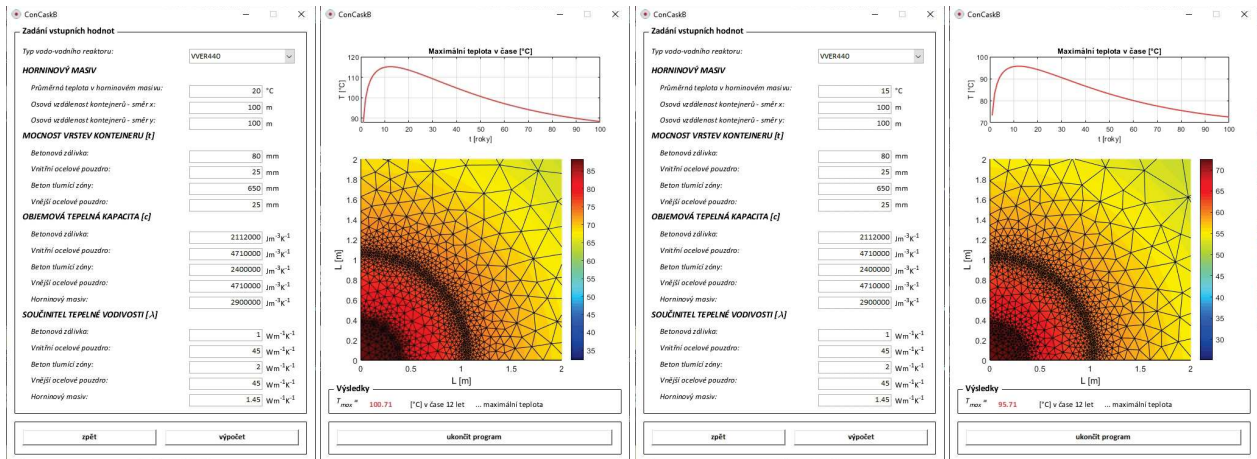
Článek byl vypracován za podpory Studentské grantové soutěže ČVUT, projekt č. SGS24/039/OHK1/1T/11.

Reference

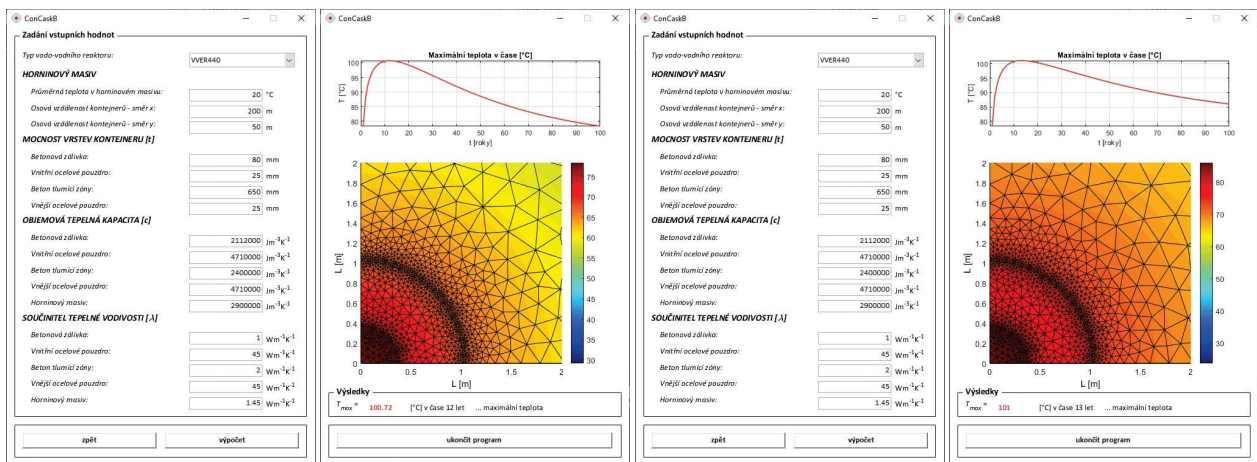
- [1] D. Kobylka. *Optimalizace vzájemné vzdálenosti ÚOS. Technická zpráva číslo 135/2017*. SÚRAO, 2019.
- [2] K. Nedomová, R. Štefan, and M. Beneš. Numerická analýza vývoje teploty v betonovém kontejneru úložiště vyhořelého jaderného paliva typu VVER-440. In *PhD Workshop 2020*, Praha, 2020. ČVUT v Praze, Fakulta stavební, katedra betonových a zděných konstrukcí.
- [3] K. Nedomová, R. Štefan, and M. Beneš. Numerická analýza vývoje teploty v betonovém kontejneru úložiště vyhořelého jaderného paliva typu VVER440 a VVER1000. In *PhD Workshop 2023*, Praha, 2023. ČVUT v Praze, Fakulta stavební, katedra betonových a zděných konstrukcí.
- [4] K. Nedomová, R. Štefan, and M. Beneš. ConCaskB - Analysis of Transport Processes in Concrete Cask and Rock Mass for Storage of Spent Nuclear Fuel. In <http://people.fsv.cvut.cz/www/stefarad/software/concaskb/concaskb.html>, Praha, 2024. ČVUT v Praze, Fakulta stavební, katedra betonových a zděných konstrukcí.
- [5] 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.



Obrázek 9: Vstupní a výstupní okna programu pro úlohu porovnání VVER440 a VVER1000.



Obrázek 10: Vstupní a výstupní okna programu pro úlohu vliv teploty horninového masivu.



Obrázek 11: Vstupní a výstupní okna programu pro úlohu vliv geometrie rastru

TEPLOTNÍ MĚŘENÍ A SIMULACE V MASIVNÍCH BETONOVÝCH KONSTRUKCÍCH

Vít Némčic, *

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

ABSTRAKT

Masivní konstrukce jsou vystaveny riziku vzniku vysokých teplot v důsledku hydratace cementu. V souladu s požadavky udržitelného rozvoje se v běžně vyráběných cementech snižuje obsah slínku a vznikají tak směsné cementy, které se postupně zavádějí do výroby. Proto je vývoj teplot v masivních betonových konstrukcích obsahujících moderní směsné cementy předmětem experimentálního programu. Jeho výsledky jsou hodnoceny nejen z hlediska vlastností výsledného betonu, ale také z hlediska možnosti výroby betonu a technologie provádění. V závěru jsou uvedena doporučení pro návrh betonových směsí pro masivní konstrukce.

KLÍČOVÁ SLOVA

Beton, Hydratační teplo, Teplota, Monitoring, Receptura

ABSTRACT

Massive structures are exposed to the risk of high temperatures due to cement hydration. With the requirement for sustainable development, the clinker content of conventionally manufactured cements is being reduced, resulting in the development of blended cements, which are gradually being introduced into production. Therefore, the development of temperatures in massive concrete structures containing modern blended cements is the subject of an experimental programme. Its results are evaluated not only in terms of the properties of the resulting concrete, but also in terms of the possibility of concrete production and the technology of mixing. Finally, recommendations are given for the design of concrete mixtures for massive structures.

KEYWORDS

Concrete, Heat of hydration, Temperature, Monitoring, Recipe

1. ÚVOD

V poslední době se často požaduje sledování vývoje teplot v masivních konstrukcích. Je to zčásti důsledkem používání cementů s jemným mletím, které vyvíjejí více tepla než cementy hrubě mleté. Dalším důvodem je i vývoj nových druhů cementů, které se objevují na trhu z důvodu redukce obsahu

slínku s cílem vyrábět cementy příznivější k životnímu prostředí. Vhodným složením betonu lze dosáhnout nižších teplot od hydratace. Při nižších teplotách klesá riziko opožděného vývoje ettringitu a následného poškození struktury betonu a zároveň i klesají teplotní rozdíly v rámci jednoho konstrukčního prvku, které mohou být příčinou vzniku trhlin. Dále jsou ukázány vývoje teplot u různých složení betonu naměřené na reálných konstrukcích.

2. POŽADAVKY NA KVALITU BETONU

Zajištění kvality a zejména trvanlivosti betonových konstrukcí je základním zájmem zejména velkých investorů dopravních staveb. Požadují proto splnění požadavků norem a dále navazujících rezortních předpisů, a to zejména technicko-kvalitativních podmínek (TKP). Ty jsou dvojí, a to pro objekty pozemních komunikací (TKP vydané Ministerstvem dopravy pro objekty na pozemních komunikacích (MD PK) a TKP vydané Správou železnic (SŽ) pro objekty staveb na železnici. Požadavky na beton jsou často protichůdné a je třeba hledat kompromisní návrhy, aby bylo dosaženo optimální řešení.

Článek se omezuje na problematiku teplot a jejich průběhů v rámci hydratace betonu u masivních konstrukcí, zvláště základových. Cílem je omezení maximálních teplot a teplotních rozdílů v rámci jednoho konstrukčního prvku. Aby nebylo nutné problém teplot řešit u každé konstrukce definují TKP minimální rozměry prvku, kde je požadováno se teplotními průběhy zabývat (Tab.1).

Tabulka 1: *Požadavky technických kvalitativních podmínek na masivní konstrukce a max. teploty*

Organizace	Min. tloušťka konstrukce	Kapitola TKP	Teplota	Kapitola TKP
MD - PK - TKP 18	0,6 m	18.2.3.7	65 °C	8.5 (13)
SŽ - TKP 18	1 m	18.2.7.8	70 °C	18.3.3.7

Hlavním důvodem pro omezení maximálních teplot je riziko vzniku zpožděného vývoje ettringitu, který může díky tomu, že při jeho vývinu dochází k zvětšování jeho objemu, poškodit strukturu betonu i v dlouhodobém časovém horizontu. Dále je třeba omezovat rozdíl teplot v jednotlivých bodech v rámci konstrukčního prvku. Nerovnoměrné ohřátí prvku vede ke vzniku vlastních pnutí, které mohou vyústit ve vznik trhlin. Zejména u vodonepropustných konstrukcí je třeba nerovnoměrná vlastní pnutí omezovat. U konstrukcí, kde jsou

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

trhliny přípustné, lze jejich šířku do jisté míry omezovat i vhodným vyztužením.

Omezení vysokých teplot v betonu lze nejlépe dosáhnout vhodným složením betonu. Dalším významným faktorem je teplota čerstvého betonu. Přibližně lze uvažovat, že přírůstek teploty od hydratace je téměř shodný při různých počátečních teplotách. Výsledná maximální teplota v konstrukci je přibližně součtem počáteční teploty betonu a přírůstku teploty od hydratace. Technologická opatření jako chlazení složek betonu nebo chlazení konstrukce během betonáže jsou možná, ale jsou nákladná a jejich účinnost je jen omezená.

Složení betonu a tím i vývoj teplot při jeho tuhnutí a tvrdnutí je ovlivněn dvěma základními parametry: a) požadavky na pevnost a vývoj pevnosti v čase a b) požadavky na odolnost betonu proti účinkům prostředí.

Příklady požadavků na pevnostní třídy a odolnosti betonu základových konstrukcí jsou uvedeny v Tabulce 2 a 3.

Tabulka 2: SŽ_TKP 18 - Tab. A. 1 Požadavky na návrhovou životnost, specifikaci betonu

Rádek	Konstrukce, konstrukční části staveb	Návrhová životnost	Příklad stupně vlivu prostředí	Mn. třída betonu [MPa]	Odolnost CHRL
1	Základy mimo působení mrazu	100 let	XA1 XA2 XA3	C 25/30 C 30/37	Ne
2	Základy mimo dosah podzemní vody, avšak v dosahu působení klimatických vlivů	100 let	XF1 XF2	C 25/30	Ne Ano
3	Základy v dosahu podzemní vody a v dosahu působení klimatických vlivů mimo dosah CHRL	100 let	XA1, XF3 XA2, XF3 XA3, XF3	C 25/30 C 30/37	Ne
4	Základy v dosahu podzemní vody a v dosahu působení klimatických vlivů v dosahu CHRL	100 let	XA1, XF4 XA2, XF4 XA3, XF4	C 30/37	Ano

Tabulka 3: MD-PK_TKP 18 - Tabulka 18-2 Zatřídění částí staveb podle stupně vlivu prostředí

Rádek	Konstrukce, konstrukční části staveb	Návrhová životnost	Příklad stupně vlivu prostředí	Mn. třída betonu [MPa]	Odolnost CHRL
1	Základy mimo působení mrazu	100 let	XA1 XA2 XA3	C 25/30 C 30/37	Ne
2	Základy v dosahu působení mrazu, mimo dosah HPV, avšak v dosahu působení klimatických vlivů	100 let	XF1 XF2	C 25/30	Ne Ano
3	Základy v dosahu působení mrazu, ve vodě nebo v dosahu HPV	100 let	XF3 XF4	C 25/30	Ano

3. EXPERIMENTÁLNÍ PROGRAM ZAMĚŘENÝ NA ZÁKLADOVÉ KONSTRUKCE

Cílem experimentálního programu bylo sledování vzniku maximálních teplot a jejich časového průběhu v masivu monolitického základového tělesa u čtyřech různých betonových směsí. Hodnoty uvedené v Tab. 4 dávají ucelený přehled o teplotách stanovených na podobných základových konstrukcích mostů, které měly shodnou výšku 2 m. Obr. 1 ukazuje typický základ mostního pilíře s hustou výztuží.



Obrázek 1: Foto typického základu

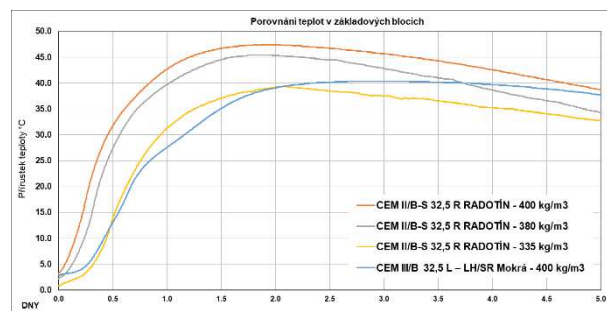
Receptury betonové směsi obsahovaly kombinace různých typů cementů a přísad. V rámci experimentů byly ověřeny vlastnosti betonů s nově zaváděnými typy cementů zejména CEM II/B-S 32,5 R Radotín, dále byly proveden experiment s CEM III/B 32,5 L – LH/SR Mokrá.

Teplotní čidla k sledování maximálních teplot byla umístěná vždy v jádru základového bloku na plastové tyči, která umožnila oddělení čidel od ocelové konstrukce výztuže základu. Záznam teplot byl ukládán do energeticky nezávislé elektronické paměti, kdy odečet naměřených hodnot byl prováděn automaticky v intervalu 5 minut po celou dobu provozu soupravy, kdy byly naměřené hodnoty zaznamenávány.

Tabulka 4: Porovnání teplot jednotlivých betonových směsí

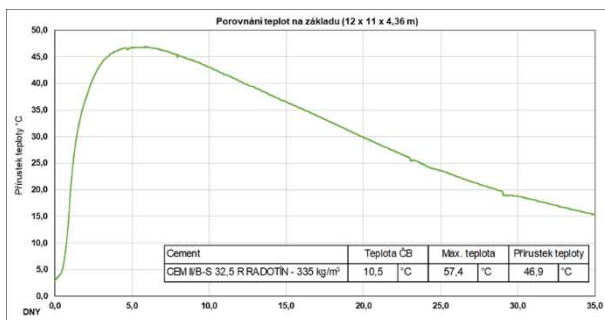
Pevnostní třída betonu		C 30/37	C 30/37	C 30/37 - 90d	C 30/37 - 90d
Označení receptury:		SMĚS 1	SMĚS 2	SMĚS 3	SMĚS 4
CEM II/B-S 32,5 R RADOTÍN	kg / m ³	400	380	335	x
CEM III/B 32,5 L – LH/SR Mokrá	kg / m ³	x	x	x	400
Teplota čerstvého betonu	°C	21,5	18,8	18,6	19,5
Maximální dosažená teplota	°C	68,9	64,2	57,9	59,9
Čas pro dosažení maximální teploty	hod	45	44	50	70
Přírůstek teploty - měření	°C	47,4	45,4	39,3	40,4
Maximální teplota - analýza	°C	66,7	62,5	55,4	57,4
Přírůstek teploty - analýza	°C	45,2	43,7	36,8	37,9

Tabulka 4 a graf na Obrázku 2 ukazují rozdílný vývoj teplot v základech dle použitého cementu a jeho množství. Dle očekávání největší nárůst teplot je u směsi 1. Tato směs obsahuje 400 kg/m³ CEM II/B-S 32,5 R Radotín. Naopak nejmenší nárůst teplot byl pozorován u směsi 4 se síranovzdorným cementem CEM III/B 32,5 L – LH/SR Mokrá, kde je též nejmenší množství slínku. Podobně pomalý nárůst teplot byl pozorován u směsi 3 s cementem CEM II/B-S 32,5 R, avšak s množstvím pouze 335 kg/m³. U pomalejších náběhů teplot byla též pozorována delší doba, do okamžiku dosažení nejvyšší teploty.



Obrázek 2: Průběhy přírůstků teplot v závislosti na čase

Obrázek 3 znázorňuje průběh ohřátí velkého základu (betonážní díl o rozměrech 12 x 11 x 4,36 m), při použití směsi 3 (dle Tab. 4). Základ je řádově větší než běžné základy, na kterých jsou změřeny výsledky v Tab. 4 a v grafu na Obr. 2. Přesto bylo dosaženo poměrně příznivých teplot betonu. Příklad ukazuje, že vhodným návrhem složení betonu lze teploty snížit bez speciálních opatření i u skutečně velkých objemů betonu. Příznivým výsledným teplotám však přispěla i poměrně nízká teplota čerstvého betonu při ukládce (10,5°C).



Obrázek 3: Průběhy přírůstků teplot v závislosti na čase ve velkém základu

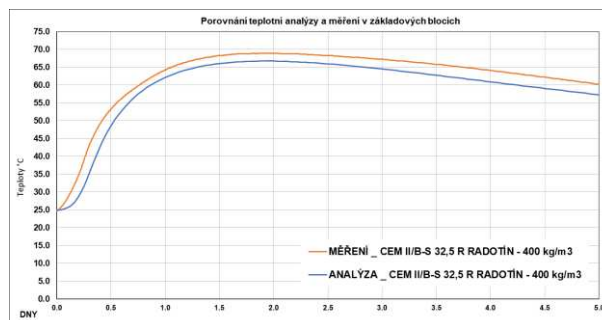


Obrázek 4: Foto velkého základu

Výsledné maximální teploty při tuhnutí a tvrdnutí betonu jsou nejvíce ovlivněny druhem cementu, množstvím cementu a teplotou čerstvého betonu. Druh a množství cementu je dáno na jedné straně požadavky na výslednou pevnost a na náběh pevnosti a na druhé straně požadavky na trvanlivost, resp. odolnost dle stupňů vlivu prostředí. Je vidět i výrazný vliv velikosti základu. Zatímco stejná směs v základu vysokém 2 m vedla na zahřátí o 39°C (Tab. 4) u velkého základu došlo k zahřátí o 46,9°C.

Zjednodušeně lze říct, že pro vyšší pevnost a rychlejší náběh pevnosti je potřeba použít více cementu, resp. vyšší pevnostní třídu cementu. Množství cementu lze snížit, pokud se požaduje dosažení pevnosti v delším časovém horizontu (56 nebo 90 dní místo 28 dní). Požadavek na vyšší odolnost (např. proti CHRL) obvykle znamená též vyšší dávky cementu a následně vyšší teploty při hydrataci. Odolnosti proti CHRL jsou kvantifikovány podle odpadu materiálu při zmrazovacích cyklech, což je metodika s poměrně velkým statistickým rozptylem. Pokud má být receptura dostatečně robustní (malé riziko, že zkouška nevyjde), je potřeba počítat spíše s větším množstvím cementu, než je odzkoušené minimum. Zvyšování množství cementu ale na druhé straně vede k větším teplotám v betonovém masivu.

Dále bylo v rámci experimentálního programu provedeno porovnání experimentální měření a teplotní simulace v programu metrostav TSS, který slouží pro teplotní simulace konstrukcí během tuhnutí betonu. Z porovnání experimentálního měření a teplotní simulace vychází dobrá shoda maximálních teplot mezi simulací s naměřenými daty (Tab. 4). Pro názornou ukázkou je zde uvedeno porovnání teplotní analýzy a měření v základovém bloku s použitím CEM II/B-S 32,5 R 400 kg/m³ (Obr. 5).



Obrázek 5: Porovnání teplotní analýzy a měření v základovém bloku s použitím CEM II/B-S 32,5 R 400 kg/m³



Obrázek 6: Teplotní analýza základové konstrukce – CEM II/B-S 32,5 R 400 kg/m³

3. ZÁVĚR

V rámci experimentálního programu byly odzkoušeny betonové směsi se 3 různými cementy s různým dávkováním. Teploty od hydratačního tepla byly měřeny na základech mostů s tloušťkou 2,0 m. Maximální přípustná teplota betonu je předepsána v TKP a neměla by být překročena. Nejúčinnější způsob, jak teplotu od hydratačního tepla snížit, je vývoj vhodného složení betonu. Protože složení betonu je závislé na požadavcích na pevnost, vývoj pevnosti a na odolnosti proti prostředí je velmi podstatné, jaké parametry se pro beton předepíšu. Např. u základů, které jsou zcela zasypány není obvykle třeba požadovat odolnost proti CHRL a mrazu. Rovněž zvláště u základů nebývá nutné požadovat rychlý náběh pevnosti, ale bude postačující sledovat pevnost po 56 nebo 90 dnech.

Dosažení přiměřeně nízkých teplot v masivních konstrukcích musí být výsledkem komplexního posouzení konkrétní situace s uvažováním reálných požadavků na pevnost a rychlost jejího vývoje a reálných požadavků na odolnost betonu proti účinkům prostředí. Na základě takto stanovených podmínek, lze navrhnout vhodné složení betonu. Pokud by ani za těchto podmínek teploty nespĺňovaly požadované limity, pak by bylo vhodné se zamyslet nad geometrií konstrukce, zda je požadovaná masivnost skutečně potřeba.

Příklad velkého základu s průběhem teplot dle Obr. 4 ukazuje, že přiměřené řešení i u velkých základů možné je.

Poděkování

V článku byly částečně využity výsledky projektu SGS Číslo grantu: SGS22/035/OHK1/1T/11

Literatura

- [1] *Technické kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací – Kapitola 18 betonové konstrukce a mosty*
- [2] *Technické kvalitativní podmínky staveb státních drah – Kapitola 18 betonové mosty a konstrukce*

PLETENÉ BEDNĚNÍ PRO ANTIKLASTICKÉ SKOŘEPINY

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

Článek popisuje užití pleteného membránového bednění jako levnější a ekologičtější variantu ke klasickým technologiím. Popisuje rozdíly mezi použitím rovinné pleteniny a strojově upletené 3D nerovinné varianty.

Dále se článek zabývá vlastnostmi pleteniny, které byly získány z praktických zkoušek a to pro samotná vlákna, tak i pro celou pleteninu ve dvou směrech.

Následně je popsán praktický pokus v malém měřítku ve kterém je pletenina vypnuta do požadovaného tvaru a zatížena čerstvou směsí. Celý pokus je fotogrametricky dokumentován.

Závěrem je v článku popsán numerický model pleteniny, podle zjištění popsáných výše. Model bere v potaz postupné zatěžování celé konstrukce.

KLÍČOVÁ SLOVA

pletené bednění • dvojité zakřivené konstrukce • skořepina • beton • membrána

ABSTRACT

The article discusses how knitted membrane formwork can be a cheaper and more eco-friendly option compared to traditional methods. It explores the differences between using flat knitting and machine-knitted 3D non-flat variants.

It also delves into the fabric's properties, obtained through practical tests, for both individual fibers and the entire fabric in two directions.

Next, it describes a small-scale practical experiment where the fabric is stretched into the desired shape and loaded with fresh mix, all documented through photogrammetry.

Finally, it outlines a numerical model of the fabric, considering the findings discussed earlier and accounting for the progressive loading of the entire structure.

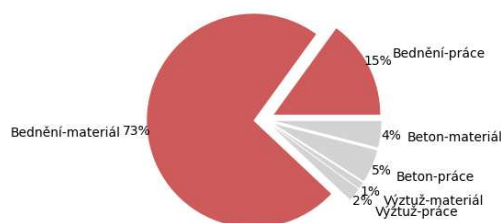
KEYWORDS

concrete • knitted formwork • thin shell • membrane • double curvature

1. ÚVOD

Beton je nejpoužívanější stavební materiál na světě. "Tekutá" směs může být tvarována do téměř libovolného tvaru. Tím pádem je možné dosáhnout nejen vysokých architektonických kvalit, ale i těch strukturálních, kdy dobrou alokací materiálu na základě působícího zatížení lze dosáhnout subtilnějších, efektivnějších konstrukcí. Jak je však vidět na obrázku 1, největší náklady pro složitější

tvarované konstrukce s sebou nese výstavba, a to především materiál a práce spojená s bedněním. (Schipper & Grünwald 2014)



Obr. 1: Rozložení nákladů na dvojité zakřiveném betonovém prvku

Samotné bednění s prací spojenou s jeho výstavbou může tvořit přes 80% nákladů na výstavbu dvojité zakřivených prvků. Obvyklý postup výstavby takovéto konstrukce je využití strojově obráběného polystyrenu. Takové řešení je však velmi drahé, zdoluhavé a vytváří značné množství odpadu.

1.1. Složitost tvaru

K popsání složitosti tvaru nám může sloužit Gaussova křivost. Ta je rovna násobku křivosti ve dvou hlavních směrech. Pokud je rovna 0, může se jednat o rovinu nebo například tvar klenby. Ta je křivá pouze v jednom směru a ve druhém je rovná. Klenba je relativně jednoduchý tvar, lze například vytvářet pouhým ohnutím papíru.

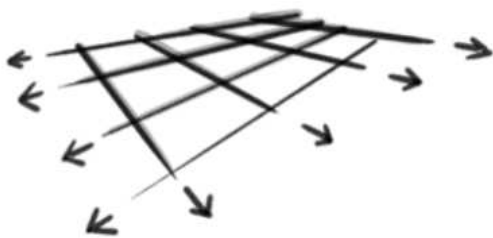
Dále máme kopule, jenž mají Gaussovu křivost kladnou. Poslední variantou je záporná Gaussova křivost, jež značí křivost opačných znamének v hlavních směrech. Jako příklad lze uvést tvar sedla (parabolický hyperboloid).

1.2. Membránové bednění

Jak bylo zmíněno, dvojité zakřivené konstrukce jsou nejnáročnějšími na pracnost. Pro konstrukce se zápornou Gaussovou křivostí můžeme využít membrány. Ty musejí být předepnuty ve dvou směrech působících proti sobě (viz obrázek 2), aby získaly tvarovou stálost.

Vypnout membránu do požadovaného tvaru je náročný proces. Tvorba složitějšího tvaru může vyžadovat velký počet předpínacích lan a zdoluhavý iterační proces. Musí být brán v potaz nejen účinek jednotlivých kabelů na sebe navzájem, ale i následné zatížení betonovou směsí.

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



Obr. 2: Vypnutí membrány

1.3. Pletené bednění

Membrána může být vyrobena z různých materiálů, pletenina však nabízí nespočet výhod vyplývajících nejen z možností strojového pletení:

- Vysoká míra elasticity dovoluje užití rovinné membrány i pro složitější tvary
- Lze uplést přímo do daného 3D nerovinného tvaru
- Dovoluje upletení kapes či kanálků pro předpínací kabely
- Vysoká variabilita vláken pro pletení ovlivňující výslednou tuhost

2. MEMBRÁNA A JEJÍ VÝPOČET

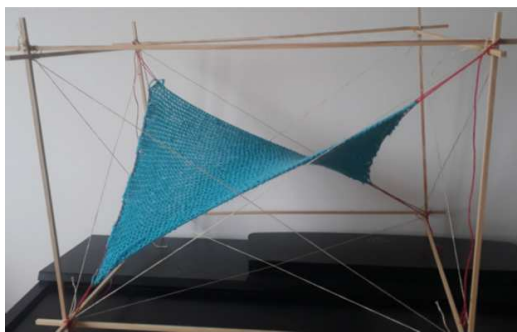
Tato kapitola popisuje možnosti a překážky v postupu návrhu skořepiny betonované do pleteného bednění.

2.1. Volba pleteniny

Postup návrhu se odvíjí od toho, zda pletenina bude rovinná, nebo již upletená v určitém tvaru.

2.1.1. Rovinná pletenina

Jednodušší z variant je použití rovinné pleteniny. Ta lze, díky její pružnosti, vypnout do požadovaného tvaru. Na obrázku 3 je znázorněna rovinná pletenina přibližných rozměrů 10x10 cm vypnutá do tvaru hyperbolického paraboloidu. Ne všechny látky nebo pleteniny je možné vypnout do takového, dvojité zakřiveného tvaru. Podle jejich tuhosti v tahu se buď roztáhnou do požadovaného tvaru, nebo se zkrabatí. Pro složitější tvary je pak nutné sešívát části dohromady.



Obr. 3: Rovinná pletenina vypnutá do nerovinného tvaru

2.1.2. 3D pletenina

Na pletacím stroji lze uplést nerovinný tvar, který bude přirozeně zaujímat předem daný tvar. Lze tak vytvořit složitější tvary než s rovinnou pleteninou bez nutnosti sešívání. Zároveň je možné uplést vícevrstvou pleteninu, dovolující umístění například kanálů pro předpínací kabely, a tím zmenšit jejich počet a celkově snížit obtížnost provádění.

Na obrázku 4 je ručně pletená pletenina. I bez předpětí, sama od sebe zaujímá tvar podobný sedlu, tvar který nelze vytvarovat z rovné látky, aniž by se natahovala či krabatila.



Obr. 4: Ručně pletená 3D pletenina

Ač je 3D pletenina lákavým a v mnoha případech velmi zjednodušujícím pomocníkem, provází ji také mnoho překážek. I když jde uplést prakticky jakýkoli možný tvar, tak zadání daného tvaru pletacímu stroji není plně automatizované a vyžaduje zkušeného pletaře. V současnosti se však zlepšují možnosti automatizace (Popescu 2019). Dále vyžaduje vysokou počáteční investici, profesionální pletací stroj schopný využít výše popsané možnosti stojí v řádech jednotek milionů korun.

Proto se zbytek článku věnuje především rovinným pleteninám.

2.2. Metody výpočtu

At' už se jedná o rovinnou či 3D tvarovanou pleteninu, je třeba navrhnout předpínací síly v kabelech formujících předpětí pleteniny a její případnou deformaci po zatížení betonovou vrstvou.

K zjištění finálního tvaru předpjaté, případně i zatížené membrány lze využít dostupného softwaru. Mezi běžně používané lze zařadit plugin Kangaroo do prostředí Rhino (*Kangaroo documentation* n.d.) nebo například form finding addon pro Dlubal RFEM (*DLubal RFEM Form Finding* n.d.).

Tyto programy používají různé matematické postupy k nalezení tvaru vypnuté membrány, mezi tyto patří například:

- Metoda hustoty sil
- Dynamická relaxace
- Analýza tažených sítí (Thrust network analysis)
- Systémy částice-pružina (particle-spring)

Pro další postup byla vybrána ručně naprogramovaná metoda hustoty sil, kvůli její jednoduchosti.

2.3. Hledání vypnutého tvaru metodou hustoty sil

Ve své lineární podobě odebírá metoda hustoty sil nutnost iterovat a řeší pouze lineární soustavu rovnic která pro předem daný poměr

hustoty sil zavedených jako poměr síly a protažené délky prutu. Tyto hustoty sil, jsou ale nutné zadat ručně. Diagram pro tuto metodu je znázorněn na obrázku 5. Výsledkem tohoto výpočtu je jeden konkrétní tvar odpovídající zadaným hustotám sil.



Obr. 5: Vývojový diagram lineární metody hustoty sil

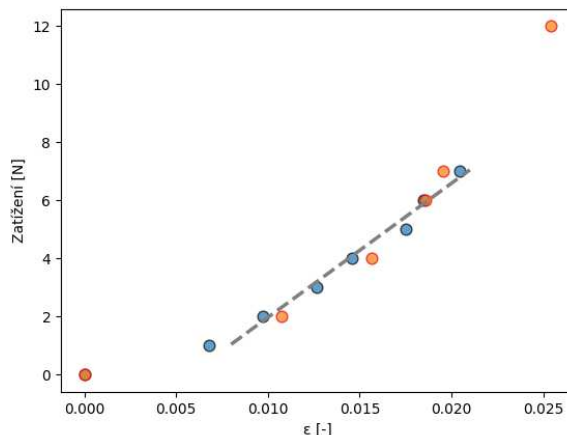
Abychom však mohli správně navrhnout předpínací síly a ověřit výsledný tvar, je třeba znát vlastnosti pleteniny.

3. VLASTNOSTI PLETENINY

Pro zmenšený model byla zvolena rovinná pletenina upletená na ručním pletacím stroji. Vlákno pleteniny je ze 100% bavlna TEX 50x3. Pro zjištění vlastností samotného vlákna i výsledné pleteniny byly provedeny jednoduché zatěžovací zkoušky v domácím prostředí zavěšením kusu materiálu a zatížením závaží při měření deformace.

Na obrázku 6 je znázorněn pracovní diagram jednoho vlákna. Byly provedeny dva zatěžovací testy na dvou vláknech délky cca 1 m. Dva různé testy jsou odděleny barvami. Modul pružnosti vlákna je naznačen čárkovaně a je vypočten jako lineární regrese metodou nejmenších čtverců všech bodů vyjma bodů okrajových. K přetrhnutí vlákna došlo při zatížení cca 30 N.

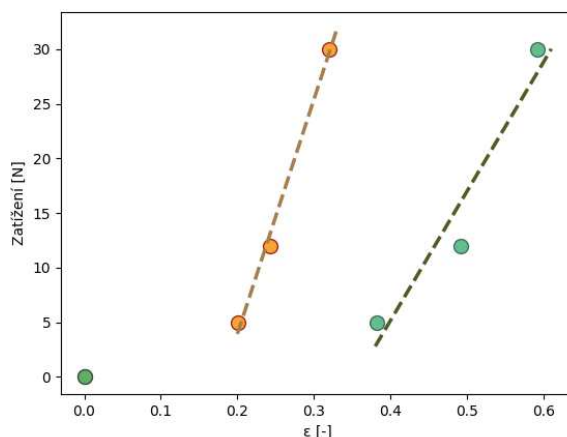
Kromě samotných vláken, byla otestována i pletenina a to ve dvou směrech. Na obrázku 7 jsou znázorněny pracovní diagramy pleteniny. Oranžové body byly naměřeny ve směru ok, tedy směrem kterým se plete. Zelené body byly naměřeny v kolmém směru -



Obr. 6: Naměřené deformace pro dané zatížení vláken

ve směru vláken. Pletenina byla měřena vždy v šířce cca 5 cm uprostřed rovného kusu pleteniny tak, aby okraje pleteniny, které mají jinou tuhost, nezkrusovali výsledky.

Z obrázku 7 vyplývá ortotropní chování pleteniny, kdy ve směru ok je pletenina cca 2x tužší.



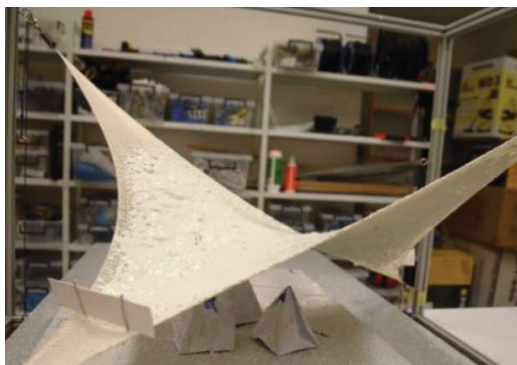
Obr. 7: Naměřené deformace pro dané zatížení pleteniny ve dvou směrech

4. PRAKTICKÝ POKUS

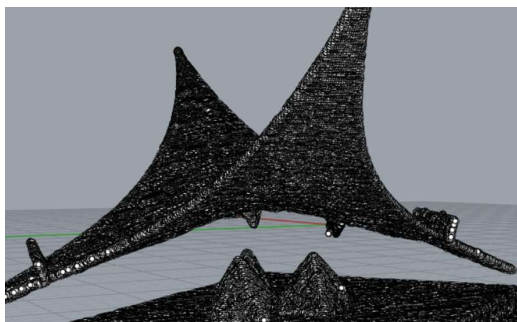
Byl vytvořen praktický pokus pro ověření numerického modelování. Do kvádry 80x60x60 cm byla vypnuta pletenina do tvaru hyperbolického paraboloidu. Následně byla zatížena cementovou směsí, která byla nanášena stříkáním na její povrch. Na obrázku 8 je zachycena čerstvá cementová směs na bednění. Pletenina byla před a po aplikaci cementové vrstvy fotogrametricky zaznamenána, tak aby reálný model šel porovnat s numerickými výsledky, na obrázku 9 je 3D model zatížené pleteniny.

Na obrázcích rovněž můžete vidět měřicí pyramidy pod pleteninou a zavěšený měřicí bod na pletenině. Ty slouží k reálnému

škálování a natočení vytvořených 3D modelů a zároveň jako možnost ručního měření jednoho konkrétního bodu pro verifikaci výsledků.



Obr. 8: Vypnutá pletenina zatížena čerstvou vrstvou cementové pasty



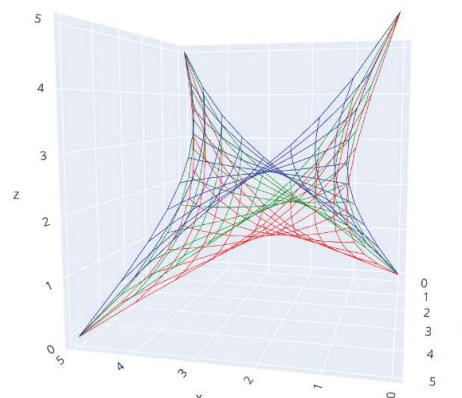
Obr. 9: 3D model zachycen metodou fotogrametrie

5. VÝSLEDKY

Pomocí naměřených hodnot a vizuálním porovnáním s vypnutou pleteninou byl vytvořen 3D model vypnuté pleteniny. Na obrázku 10 je model vytvořen metodou hustoty sil před zatížením (modrá) po nanesení cementové směsi na půlku membrány (zelená) a po nanesení směsi celoplošně (červená). Nejedná se o reálné hodnoty průhybů, v této fázi projektu byly pouze zadávány poměry tuhostí sil pleteniny, nejde tedy o přesný materiálový model.

6. DISKUZE

Již zmíněnou výhodou pleteniny užití jako membránové bednění je možnost zmenšit počet předpínacích lan. Čím více však zmenšíme počet lan, tím bude tuhost samotného bednění menší. Při nižší tuhosti se dochází k větší deformaci konstrukce. S tím je nutné počítat při návrhu tvaru a zároveň i při návrhu betonáže - při delší betonáži na větší ploše může dojít již k částečnému ztuhnutí směsi aniž by byla směs aplikovaná na celou konstrukci. Při zatížení konstrukce v jedné části, dochází zpravidla k změně tvaru celé konstrukce, tím pádem hrozí porušení mladého, již ztuhnutého betonu.



Obr. 10: Numerický model před, při a po zatížení směsí

7. ZÁVĚR

Byly popsány výhody a nevýhody membránového bednění obecně, poté byly popsány vlastnosti pleteniny. Byly provedeny materiálové zkoušky samotných vláken, ze kterých se látka skládá, tak i již upletené pleteniny.

Dále byl popsán praktický pokus který slouží k verifikaci numerických výsledků, při kterém byla pletenina vypnuta a zatížena cementovou pastou.

Na základě předchozích zjištění byl vytvořen numerický model pleteniny, který bere v potaz průběh aplikace cementové směsi. A byla diskutována možnost zjednodušení výstavby použitím menšího počtu předpínacích lan a tím pádem měkčí membrány.

Poděkování

Poděkování patří Českému vysokému učení v Praze za finanční podporu v rámci projektu SGS24/041/OHK1/1T/11.

References

- DLubal RFEM Form Finding* (n.d.), [online].
URL: <https://www.dlubal.com/en/products/rfem-and-rstab-add-on-modules/tensile-membrane-structures/rf-form-finding>
- Kangaroo documentation* (n.d.), [online].
URL: <https://github.com/Dan-Piker/Kangaroo-Documentation/blob/master/Kangaroo242ReleaseNotes.pdf>
- Popescu, M. A. (2019), KnitCrete: Stay-in-place knitted formworks for complex concrete structures, PhD thesis, ETH Zurich.
- Schipper, H. & Grünewald, 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'.

VLIV VELIKOSTI TĚLESA A METODY ZATĚŽOVÁNÍ NA OHYBOVÉ VLASTNOSTI DUKTILNÍHO UHPC

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

Odezva v ohybu je jednou z hlavních charakteristik cementových kompozitů, a to zvláště u duktilních materiálů jako je ultra-vysokohodnotný beton (UHPC) s rozptýlenou výztuží z ocelových mikrovláken. Dosažené výsledky mohou být nicméně značně ovlivněny velikostí zkušebních těles i zvoleným uspořádáním zatěžovací zkoušky. Tento článek proto popisuje výsledky laboratorních zkoušek trámců z UHPC nejčastěji používaných průřezů 40×40 mm, 100×100 mm a 150×150 mm, zatížených třibodovým a čtyřbodovým ohybem. Dosažené průměrné hodnoty meze vzniku 1. trhliny a maximální ohybové pevnosti potvrzují výrazný vliv velikosti, kdy nejmenší vzorky vykázaly přibližně 1,8÷1,9× vyšší hodnoty v porovnání s největšími vzorky. Menší, avšak nezanedbatelný vliv byl pozorován i z hlediska metody zatěžování – tělesa při třibodové ohybové zkoušce dosahovala zhruba 1,1÷1,3× vyšších hodnot než při čtyřbodové ohybové zkoušce.

KLÍČOVÁ SLOVA

UHPC • Trámce • Vliv velikosti tělesa • Třibodový ohyb • Čtyřbodový ohyb

ABSTRACT

The flexural response is one of the main characteristics of cementitious composites, especially for ductile materials such as ultra-high performance concrete (UHPC) with dispersed steel microfiber reinforcement. However, the results obtained can be considerably influenced by the size of the specimens and by the chosen loading arrangement. Therefore, this paper describes the results of laboratory tests of UHPC prisms with the most commonly used cross-sections 40×40 mm, 100×100 mm, and 150×150 mm, loaded in three-point and four-point bending. The average values of the first crack limit and the maximum flexural strength obtained confirm the significant size effect, with the smallest specimens exhibiting approximately 1.8÷1.9 times higher values compared to the largest specimens. A smaller, but not negligible effect was also observed in terms of the loading method – the specimens achieved roughly 1.1÷1.3 times higher values in the three-point bending test than in the four-point bending test.

KEYWORDS

UHPC • Prisms • Size effect • Three-point bending • Four-point bending

1. ÚVOD

Pevnost v tahu za ohybu (zjednodušeně *ohybová pevnost*) patří k základním materiálovým vlastnostem betonu. V případě běžného křehkého betonu se ale její hodnoty pohybují zpravidla v nižších jednotkách megapascalů, které jsou zanedbatelné pro stanovení únosnosti, je-li betonový prvek zároveň vyztužen běžnou betonářskou nebo předpínací výztuží. Ohybová pevnost betonu proto v těchto případech nachází uplatnění pouze při posuzování použitelnosti betonových prvků (z hlediska napětí, trhlin a průhybů).

Duktilní cementové kompozity jako drátkobeton (FRC) a ultra-vysokohodnotný beton (UHPC) dosahují obvykle nejenom vyšších hodnot ohybové pevnosti při vzniku trhliny, ale zachovávají si i tzv. reziduální pevnost, vzhledem ke schopnosti ocelových drátků přemostit rozevřající se trhlinu. V důsledku toho může být ohybová pevnost (resp. pracovní diagram materiálu v ohybu) zohledněna při posuzování únosnosti. Obzvláště to platí v případě UHPC, u kterého je často maximální reziduální ohybová pevnost vyšší než pevnost v okamžiku vzniku trhliny.

Samotné experimentální stanovení ohybové pevnosti je v principu jednoduché, ale výsledky se mohou velmi výrazně lišit v závislosti na zvolené geometrii zkušebního tělesa (tzv. *size effect*) a na způsobu (metodě) zatěžování, viz níže. V praxi jsou pak někdy tyto zásadní zkušební parametry při popisu mechanických vlastností konkrétního cementového kompozitu opomenuty, čímž může dojít ke zkreslení v řádu desítek procent, pokud jsou porovnávány s vlastnostmi jiného cementového kompozitu zkoušeného za rozdílných podmínek. Z toho důvodu je důležité stanovit tzv. převodní koeficienty, které umožňují převádět a porovnávat hodnoty dosažené při různých konfiguracích materiálových zkoušek.

1.1. Vliv velikosti tělesa (size effect)

Mechanické vlastnosti většiny materiálů se zlepšují s klesající velikostí těles, na kterých jsou zkoušeny (Bažant 2000). Tento jev je v první řadě způsoben klesající pravděpodobností, že se u malého tělesa objeví výrazná lokální vada materiálu, ze které

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

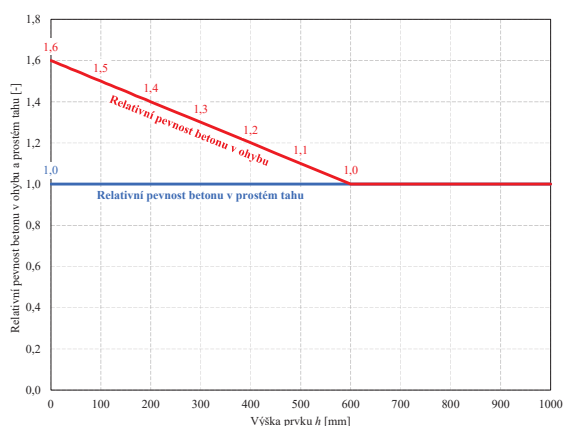
bude iniciováno poškození při zatížení a označuje se proto jako tzv. *statistický size effect* (Bažant a Xi 1991).

U kvazikřehkých heterogenních materiálů jako je beton se navíc musí nejprve poškodit mikrotrhlinami určitá oblast, před vznikem viditelné makrotrhliny. Velikost této oblasti, označované zpravidla jako *nelineární procesní zóna* (Bažant a Kazemi 1990), je de facto materiálovou konstantou, nezávislou na celkové velikosti tělesa. A vzhledem k rozdílu mezi vztahy pro energii spotřebovanou k šíření trhliny a energii uvolněnou nakonec opět menší tělesa vykazují vyšší hodnoty mechanických vlastností – odtud název *energetický* (nebo *deterministický*) *size effect* (Karihaloo, Abdalla a Xiao 2005).

Tyto několik desetiletí známé jevy do určité míry zohledňují i současné normové postupy. Například dle EN 1992-1-1 se může předpokládat lineární nárůst ohybové pevnosti betonu, pokud je výška prvku nižší než 600 mm, a to až na 1,6násobek pevnosti v prostém tahu, při teoreticky nulové výšce prvku, viz rovnice (1) a grafické znázornění na Obrázku 1.

$$f_{ctm,fl} = \left(1,6 - \frac{h}{1000}\right) \cdot f_{ctm} \geq f_{ctm} \quad (1)$$

kde $f_{ctm,fl}$ je ohybová pevnost betonu, f_{ctm} pevnost betonu v prostém tahu a h výška prvku (resp. výška průřezu).



Obrázek 1: Poměr ohybové a tahové pevnosti betonu v závislosti na výšce prvku dle EN 1992-1-1.

1.2. Vliv metody zatěžování

Za *metodu zatěžování* je v rámci tohoto článku považován způsob vnesení zatížení a podepření zkušebních prvků. Z hlediska materiálových zkoušek jde o dva nejtypičtější případy:

- Tříbodový ohyb (1 zatěžovací bod a 2 podpory)
- Čtyřbodový ohyb (2 zatěžovací body a 2 podpory)

Příčina vlivu metody zatěžování na výsledné mechanické vlastnosti opět souvisí s pravděpodobností materiálové vady v prvku, ale odlišným způsobem než v případě *size effectu*. U dvou těles stejných rozměrů je pravděpodobnost vady stejná, nicméně pokud je jedno z těles zatěžováno tříbodovým ohybem, je pouze jediné místo vystaveno maximálnímu namáhání. Je velmi nepravděpodobné, že toto místo bude zároveň nejslabším místem z hlediska potenciální materiálové vady.

Naopak v případě čtyřbodového ohybu je maximálnímu namáhání vystavena celá střední třetina rozpětí prvku a pravděpodobnost, že se v této oblasti nachází nejslabší místo materiálu je výrazně vyšší.

Proto je změřená pevnost v tříbodovém ohybu zpravidla vyšší než v čtyřbodovém ohybu. V prvním případě tak lze zjištěnou pevnost považovat za tzv. *zdanlivou*, zatímco v druhém se jedná o *skutečnou* pevnost, kterou lze očekávat i u reálné konstrukce s libovolně rozmístěným ohybovým zatížením (resp. libovolným průběhem ohybového momentu).

Míra vlivu metody zatěžování je pro běžný beton kvantifikována například v EN 12390-5, kde je uvedeno, že mezilaboratorními zkouškami bylo zjištěno, že při tříbodovém ohybu trámců byla v průměru změřena o 13 % vyšší pevnost než při čtyřbodovém ohybu.

2. EXPERIMENTÁLNÍ PROGRAM

2.1. UHPC

Pro výrobu zkušebních těles byla použita průmyslově vyráběná jemnozrnná suchá směs obchodního označení Valucem (obsahující jemné kamenivo, cement a příměsi), superplastifikační přísada, voda a vysokopevnostní ocelová mikrovlákná Weidaccon 14/0,2 mm, pevnosti 3000 MPa, v dávce 120 kg/m³ (tj. objemové vyztužení 1,5 %). Podrobnosti jsou uvedeny v Tabulce 1 a složky vizuálně zobrazeny na Obrázku 2.

Tabulka 1: Procentuální zastoupení složek použitého UHPC.

Složka UHPC	Hmotnostní podíl
Suchá směs Valucem	87,0 %
(cement ve směsi)	(32,7 %)
Voda	6,5 %
Superplastifikátor	1,6 %
Ocelová mikrovlákná	4,9 %
w/c	0,20



Obrázek 2: Složky pro výrobu UHPC.

Před zahájením výroby byly všechny složky ochlazeny na teplotu 0 až 5 °C, jelikož nízká teplota pozitivně ovlivňuje zpracovatelnost čerstvé směsi. Míchání probíhalo v míchačce s vertikální osou a nuceným oběhem. Nejprve byla do suché směsi přidána ocelová mikrovlákná, následně polovina dávky vody a superplastifikátoru. Po 5 minutách míchání byla přidána

zbývající polovina vody a superplastifikátoru a míchání ukončeno po dalších 5 minutách. Objem záměsí byl přibližně 30 l. Před plněním forem byla provedena zkouška konzistence pomocí Hagermanova kuželu dle EN 1015-3, ale bez setřesení (tedy jednalo se o přirozené rozlité čerstvé směsi), viz Obrázek 3.



Obrázek 3: Zkouška konzistence UHPC.

2.2. Zkušební tělesa

Tělesa pro ohybové zkoušky se (při pominutí různé velikosti) zpravidla dělí na dva základní typy – trámce bez vrubu a trámce s vrubem. Jelikož legislativa pro UHPC, tento relativně nový (ačkoliv od 90. let 20. století vyvíjený) materiál, není dosud mezinárodně ustálená, vznikají zatím pouze přílohy k normám a příručky na úrovni jednotlivých států (např. JSCE 2008, AFNOR 2016). Zkušební postupy pro zjištění ohybových (resp. tahových) vlastností UHPC proto nejsou jednotné a prakticky každá z národních příloh a příruček doporučuje jiný postup, založený buď na existujících zkouškách pro běžné betony a drátobetony, nebo navrhuje nové postupy s atypickými rozměry těles (např. SIA 2016).

V českém prostředí jsou momentálně za hlavní směrnici o UHPC považována Technická pravidla ČBS 07, resp. jejich mírně rozšířená verze – Technické podmínky 267 Ministerstva dopravy ČR. Oba tyto dokumenty doporučují jako výchozí zkušební postup normu EN 14651+A1 – tříbodový ohyb trámce průřezu 150×150 mm s vrubem 25 mm. Zároveň jsou (jako alternativy) uvedeny postupy dle EN 12390-5 – tříbodový ohyb trámce průřezu 100×100 mm bez vrubu nebo dle EN 196-1 – tříbodový ohyb trámečku průřezu 40×40 mm bez vrubu.

Trámce s vrubem umožňují spolehlivě měřit šířku trhliny v průběhu celého zatěžovacího procesu, což je důležitý údaj především pro následné modelování materiálu. U trámců bez vrubu je takové měření téměř nemožné, s výjimkou využití náročných metod jako korelace digitálního obrazu (DIC; viz např. Niu, Wei a Jiao 2021), jelikož není dopředu známá přesná poloha dominantní makrotrhliny. Na druhou stranu tělesa s vrubem opět do zkoušky zavádí zkreslení z důvodu definování místa, kde má dojít k porušení, aniž by bylo jisté, zda se jedná o skutečně nejslabší místo trámce. Navíc v místě vrubu dochází k výrazné koncentraci napětí (Savruk a Kazberuk 2017), čímž je výsledek dále zkreslen a zjištěné hodnoty pevnosti se mohou výrazně lišit od reálných konstrukcí, u kterých jsou vruby naopak nežádoucí.

Ze všech výše uvedených důvodů bylo proto rozhodnuto zaměřit výzkum pouze na trámce bez vrubu. Byla zvolena geo-

metrie splňující normy EN 12390-1, resp. EN 1015-11, a zároveň odpovídající rozměrům nejrozšířenějších typů forem ve většině laboratoří – tedy 40×40×160 mm, 100×100×400 mm a 150×150×700 mm. Pro každý typ zkoušky byly vyrobeny vždy nejméně 3 vzorky, a to nejméně ze 3 záměsí tak, aby byl potlačen vliv nejistot z výroby. Celkový rozsah experimentálního programu je shrnut v Tabulce 2.

Tabulka 2: Experimentální program – vyrobená tělesa pro ohybové zkoušky.

Geometrie trámců	Počet těles	Počet záměsí	Zkoušky
40×40×160 mm	9	9	3B ohyb
100×100×400 mm	6	3	3B a 4B ohyb
150×150×500 mm	6	3	3B a 4B ohyb
Celkem	21		

Formy byly plněny ze středu a vzhledem k vysoké tekutosti se UHPC volně rozlilo do stran bez nutnosti mechanického usměrnění. Nebylo prováděno ani hutnění vibrováním, jen lehký poklep forem a uhlazení horního volného povrchu čerstvé směsi.

Přibližně po 24 hodinách byla tělesa odbedněna, označena a uložena do vody o teplotě zhruba 20 °C, viz Obrázek 4.

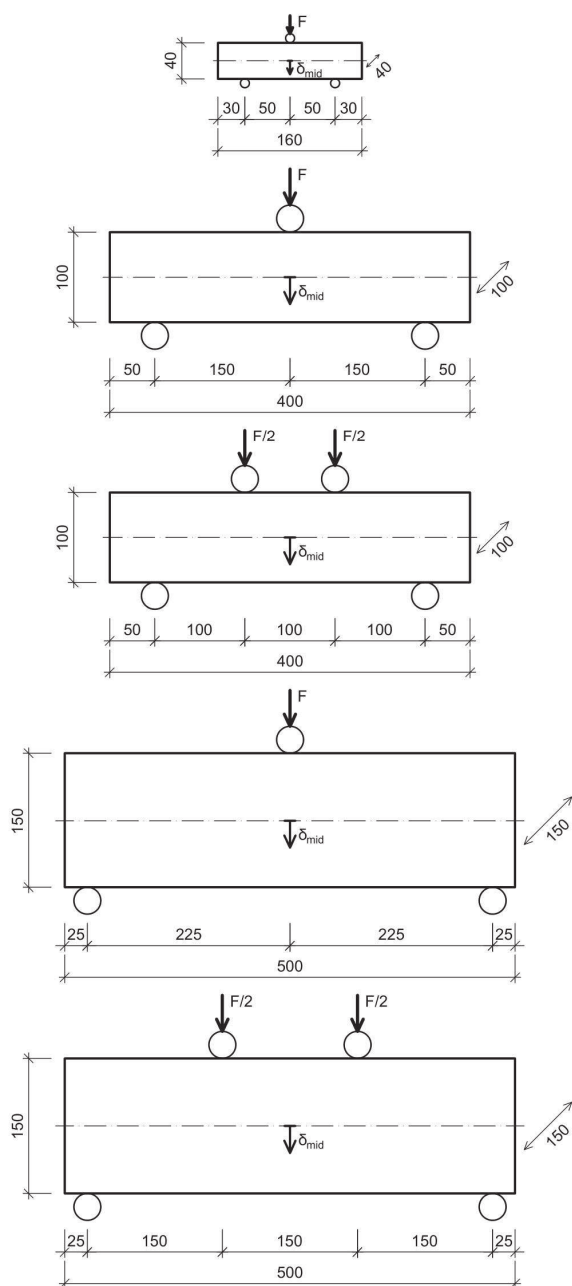


Obrázek 4: Shora: formy naplněné čerstvým UHPC; tělesa po odbednění; ošetřování těles ve vodě.

2.3. Materiálové zkoušky

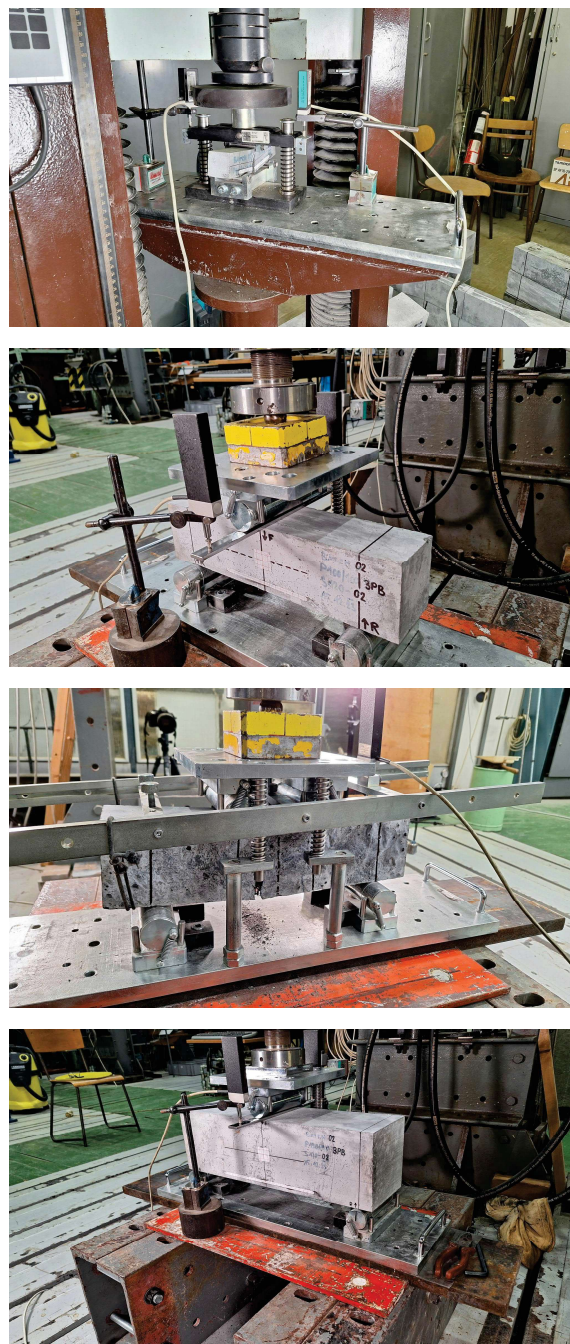
Pro čerstvé UHPC byla provedena výše popsaná zkouška konzistence – rozlití Hagermanova kužele. Následně, v rámci zkoušek ztvrdlého UHPC, byly nejprve provedeny orientační zkoušky modulu pružnosti (dle EN 12390-13) a pevnosti v tlaku (dle EN 12390-3), na doplňkových tělesech (válních 100×200 mm), vyrobených spolu s výše uvedenými trámcí. Všechna tělesa byla navíc před zkouškami měřena a vážena pro stanovení objemové hmotnosti dle EN 12390-7.

Hlavní část výzkumu byla zaměřena na ohybové zkoušky trámů popsaných v předchozí části. Uspořádání zkoušek odpovídalo požadavkům dle norem EN 1015-11 a EN 12390-5, viz Obrázek 5.

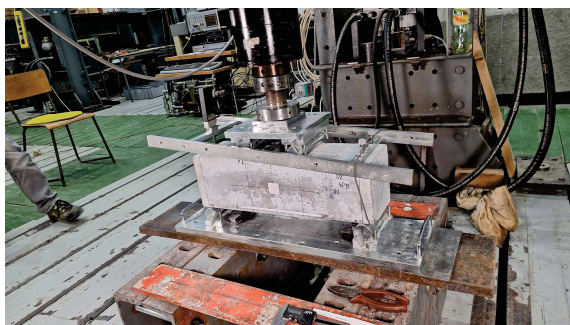


Obrázek 5: Schéma uspořádání ohybových zkoušek.

Zkoušky byly řízeny předepsanou rychlostí posunu (průhybu), ve všech případech byla zvolena taková rychlost, aby odpovídající nárůst síly (resp. napětí) byl stejný nebo nižší, než je požadováno právě v EN 1015-11 a EN 12390-5. Po celou dobu byla zaznamenávána síla na lisu a průhyb těles uprostřed rozpětí pomocí jednoho nebo dvou snímačů dráhy, v závislosti na konkrétním uspořádání zkoušky, viz Obrázek 6.



Obrázek 6: Ohybové zkoušky. Shora: 40×40×160 mm – 3B ohyb; 100×100×400 mm – 3B ohyb; 100×100×400 mm – 4B ohyb; 150×150×500 mm – 4B ohyb.



Obrázek 6 (dokončení): Ohybové zkoušky.
150×150×500 mm – 4B ohyb.

3. VÝSLEDKY

3.1. Doplnkové zkoušky

Doplnkové zkoušky byly provedeny primárně za účelem kontroly kvality UHPC. Jejich výsledky jsou informativně shrnuty v Tabulce 3.

Tabulka 3: Výsledky doplnkových zkoušek (informativně).

Vlastnost	Typ tělesa	Počet těles	Průměrná hodnota	CoV (%)
Rozliti	Hagermanův kužel	12	248 mm	5,0
Modul pružnosti	Válec	8	60,5 GPa	2,0
Pevnost v tlaku	100×200 mm	4	171,2 MPa	5,7
Objem. hmotnost		8	2461 kg/m ³	0,9

3.2. Ohybové zkoušky – diagramy

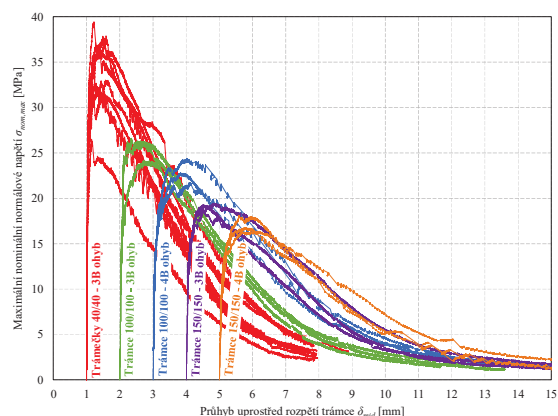
Ačkoliv je v rámci tohoto příspěvku věnována hlavní pozornost především samotným hodnotám pevnosti a jejich porovnání, tak nelze opomenout, že v případě duktilních cementových kompozitů, jako je UHPC s ocelovými mikroválky, je důležitým výstupem materiálových zkoušek též pracovní diagram, tzn. závislost vývoje síly (nebo jiné statické veličiny) na deformaci tělesa.

Jelikož byly testovány trémie tří různých rozměrů, je vhodné záznam zatížení převést na hodnotu maximálního nominálního normálového napětí $\sigma_{nom,max}$ (u krajních tažených vláken průřezu), tedy veličinu nezávislou na typu uspořádání zkoušky. K přepočtu lze využít elementární vztah teorie pružnosti:

$$\sigma_{nom,max} = \frac{M_{max}}{W_{el,0}} = \frac{0,5 \cdot F \cdot L_F}{\frac{1}{6} \cdot b_0 \cdot h_0^2} \quad (2)$$

kde M_{max} je maximální ohybový moment, $W_{el,0}$ elastický modul nedeformovaného a nepoškozeného průřezu trémie, F celková síla na lisu, L_F horizontální osová vzdálenost podpůrného a nejbližšího zatěžovacího válce, b_0 a h_0 šířka a výška nedeformovaného a nepoškozeného průřezu trémie. Je třeba poznamenat, že nominální napětí je vztaženo ke stavu tělesa před začátkem zatěžování. Po vzniku 1. trhliny se jedná do jisté míry o fiktivní veličinu, která nahrazuje skutečnou napjatost v rovině průřezu, která je obecně prakticky nezjistitelná.

Výsledné průběhy napětí-průhyb jsou zobrazeny na Obrázku 7. Na první pohled je patrné, že nejvyšších hodnot napětí (resp. pevnosti) dosahují malé trémiečky 40×40×160 mm vystavené tříbodovému ohybu, a naopak nejmenších hodnot dosahují velké trémie 150×150×500 mm vystavené čtyřbodovému ohybu. U malých trémieček je navíc z diagramů patrný výraznější rozptyl výsledků, který u ostatních těles pozorován není.

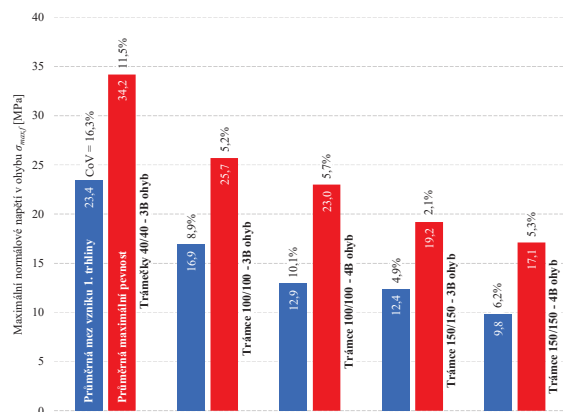


Obrázek 7: Diagramy vývoje napětí v závislosti na průhybu trémí v tříbodovém a čtyřbodovém ohybu.

3.3. Ohybové zkoušky – mez vzniku trhliny a pevnost

Z jednotlivých pracovních diagramů byly vyhodnoceny dvě hlavní veličiny – mez vzniku 1. trhliny ($f_{ct,crack,f}$) a maximální pevnost v ohybu ($f_{ct,max,f}$). Zatímco maximální pevnost byla jednoduše odečtena jako nejvyšší bod diagramu, mez vzniku 1. trhliny nebylo vždy možné přesně stanovit ihned během zkoušení, a proto byla dodatečně hledána jako bod na rostoucí části pracovního diagramu, ve kterém došlo k prvnímu skokovému poklesu síly/napětí doprovázenému viditelným poklesem tuhosti.

Výsledné průměrné hodnoty zmíněných veličin jsou přehledně znázorněny na Obrázku 8. Je zřejmá klesající tendence obou veličin od tříbodového ohybu malých trémieček po čtyřbodový ohyb největších trémí.



Obrázek 8: Hodnoty průměrné meze vzniku 1. trhliny a průměrné maximální pevnosti v ohybu (včetně variačních koeficientů CoV) pro jednotlivá uspořádání ohybových zkoušek.

4. VYHODNOCENÍ A DISKUZE

4.1. Převodní koeficienty

Z výsledků uvedených v předchozí kapitole lze jednoduše stanovit převodní koeficienty mezi jednotlivými typy ohybových zkoušek, jako poměr průměrných dosažených hodnot meze vzniku 1. trhliny nebo maximálních pevností v ohybu – viz Tabulka 4 a Tabulka 5. Z definice jsou hodnoty v tabulkách v horní trojúhelníkové a spodní trojúhelníkové části inverzní.

Ze předpokladu znalosti materiálových vlastností alespoň jednoho typu ohybové zkoušky (f_{known}), lze poté stanovit očekávanou (neznámou) hodnotu pro jiný typ ohybové zkoušky ($f_{unknown}$) pomocí vztahu:

$$f_{unknown} = k_{TAB} \cdot f_{known} \quad (3)$$

kde k_{TAB} je koeficient odečtený z odpovídajícího sloupce a řádku v jedné z těchto dvou tabulek. Jelikož koeficient nabývá maximální hodnoty 2,39 (resp. inverzní hodnoty 0,42), je evidentní, že i pro nejčastěji používané typy zkušebních těles se mohou výsledky lišit více než dvojnásobně.

Tabulka 4: Převodní koeficienty meze vzniku 1. trhliny v ohybu.

(Mez vzniku 1. trhliny v ohybu)		Neznámá hodnota $f_{unknown}$				
		40-3B	100-3B	100-4B	150-3B	150-4B
Známa hodnota f_{known}	40-3B	1	0,72	0,55	0,53	0,42
	100-3B	1,38	1	0,76	0,73	0,58
	100-4B	1,81	1,31	1	0,96	0,76
	150-3B	1,89	1,36	1,04	1	0,79
	150-4B	2,39	1,72	1,32	1,27	1

Pozn.: např. 40-3B značí průřez 40×40 mm a tříbodový ohyb.

Tabulka 5: Převodní koeficienty maximální pevnosti v ohybu.

(Maximální pevnost v ohybu)		Neznámá hodnota $f_{unknown}$				
		40-3B	100-3B	100-4B	150-3B	150-4B
Známa hodnota f_{known}	40-3B	1	0,75	0,67	0,56	0,50
	100-3B	1,33	1	0,89	0,75	0,67
	100-4B	1,49	1,12	1	0,83	0,74
	150-3B	1,78	1,34	1,20	1	0,89
	150-4B	2,00	1,50	1,35	1,12	1

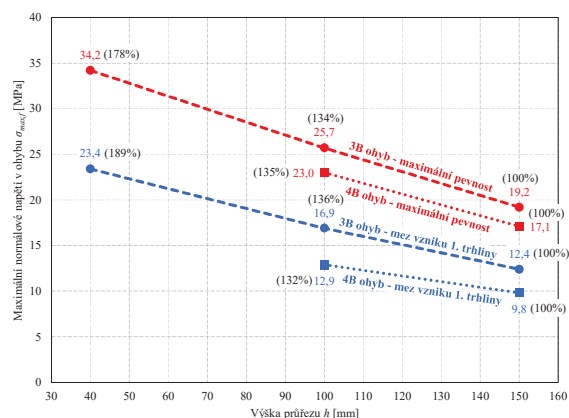
Pozn.: např. 40-3B značí průřez 40×40 mm a tříbodový ohyb.

4.2. Vliv velikosti tělesa (size effect)

Vliv velikosti tělesa je možné z dosažených výsledků nejlépe vyhodnotit, pokud jsou data z Obrázku 8 vykreslena v grafu, který ve skutečném měřítku zohledňuje velikost (výšku) průřezu, metodu zatěžování a typ zkoumané veličiny. V tomto zobrazení (viz Obrázek 9) je poté zřetelné, že mez vzniku 1. trhliny i maximální pevnost v ohybu téměř dokonale lineárně klesají s rostoucí výškou průřezu.

Z dostupných dat je možné tento trend bezpečně pozorovat pouze u tříbodového ohybu, nicméně i data ze čtyřbodového

ohybu vizuálně poměrně dobře kopírují stejný trend v intervalu výšky průřezu 100 až 150 mm.



Obrázek 9: Vyhodnocení size effectu (procentuální hodnoty jsou vztaheny k referenčním hodnotám pro výšku 150 mm).

4.3. Vliv metody zatěžování

Posledním důležitým poznatkem, který lze odvodit z laboratorních dat, je vliv metody zatěžování, tedy poměr mezi materiálovými vlastnostmi z tříbodového a čtyřbodového ohybu. Výsledky jsou pro tělesa stejné velikosti shrnuty v Tabulce 6.

Tabulka 6: Vyhodnocení vlivu metody zatěžování.

Materiálová vlastnost	Porovnávané zkoušky	Nárůst
Mez vzniku 1. trhliny v ohybu	100-3B/100-4B	+31 %
	150-3B/150-4B	+27 %
Maximální pevnost v ohybu	100-3B/100-4B	+12 %
	150-3B/150-4B	+12 %

Pozn.: např. 100-3B značí průřez 100×100 mm a tříbod. ohyb.

4.4. Diskuze

Z prezentovaných výsledků je zřejmé, že pro UHPC s ocelovými mikroválky je vliv velikosti tělesa i metody zatěžování výrazný, v řádu vyšších desítek procent, při větším rozdílu ve velikosti těles dokonce i více než 100 %. Uplatňují se stejné zákonitosti, které jsou známy pro běžný beton, tedy že s rostoucí výškou průřezu klesají hodnoty ohybových materiálových vlastností a při čtyřbodovém ohybu je vždy dosaženo nižších hodnot než v případě tříbodového ohybu.

Vliv velikosti tělesa (size effect) je prakticky lineárně závislý na výšce průřezu, což velmi dobře koresponduje s předpoklady pro běžný beton (pro srovnání viz Obrázek 1 a Obrázek 9). Ze změřených dat nicméně nelze stanovit minimální (asymptotické) hodnoty ohybových vlastností UHPC, jelikož nebyly zkoumány prvky s průřezem větší než 150 mm ani stanovena pevnost v prostém tahu.

Poměr mezi výsledkem tříbodové a čtyřbodové ohybové zkoušky se pro mez vzniku 1. trhliny pohybuje okolo hodnoty

1,30, což je více než pro běžný beton. Z hlediska maximální ohybové pevnosti je pak tento poměr 1,12 a v tomto případě se tedy výsledek velmi dobře shoduje s hodnotou udávanou pro běžný beton – 1,13 (viz předmluva k EN 12390-5).

5. ZÁVĚR

V článku byly popsány a vyhodnoceny výsledky laboratorních zkoušek duktilního UHPC s ocelovými mikrovláknami, vyrobeného z průmyslově dodávané suché směsi, dosahujícího průměrné tlakové pevnosti přibližně 170 MPa.

Hlavní část výzkumu byla zaměřena na ohybové zkoušky různého uspořádání (tříbodový a čtyřbodový ohyb) a velikosti zkoušených těles (průřezy výšky 40 mm až 150 mm). Ačkoliv je třeba výsledky vnímat v kontextu relativně nízkého počtu zkušebních těles (zpravidla 3 pro každé zkoušené uspořádání), lze dosažené poznatky považovat za poměrně spolehlivé, vzhledem k malému rozptylu dílčích měření.

Ze získaných dat je zřejmé, že s rostoucí velikostí zkušebních těles klesají mechanické vlastnosti v ohybu a rovněž klesají při čtyřbodovém ohybu v porovnání s tříbodovým ohybem, tedy podobně jako je tomu v případě běžného betonu. Vliv velikosti (size effect) vykazuje prakticky negativně lineární závislost na výšce průřezu. Nárůst mechanických vlastností při tříbodovém ohybu je oproti čtyřbodovému ohybu v rozmezí 10 až 30 %.

Z dosažených výsledků byly odvozeny převodní koeficienty mezi jednotlivými zkoumanými typy ohybových zkoušek, přičemž dosahují hodnoty až téměř 2,4 (pro mez vzniku 1. trhliny), resp. 2,0 (pro maximální pevnost).

Z hlediska praktického návrhu prvků z UHPC lze na základě dosažených poznatků jednoznačně doporučit, aby byly ohybové materiálové zkoušky prováděny na tělesech co největší dostupné velikosti, a to za čtyřbodového ohybu. Tímto uspořádáním lze získat realistické (a konzervativní) hodnoty mechanických vlastností. Zkoušky na menších tělesech jsou vhodné jen v situaci, kdy jsou dopředu známy rozměry navrhovaného/posuzovaného prvku a ty se blíží právě rozměrům těchto těles.

5.1. Další výzkum

Vzhledem k známým omezením výsledků popsaným výše je nepochybně vhodné problematiku vlivu velikosti těles a způsobu zatěžování na mechanické vlastnosti UHPC zkoumat dále. V návaznosti na prezentovaný výzkum se nabízí především následující témata:

- Ověření přesnosti dosažených výsledků s využitím rozsáhlejšího experimentálního programu (snížení nejistot souvisejících s nízkým počtem těles)
- Nalezení minimální (asymptotické) ohybové pevnosti pro trámce velkého průřezu, příp. vztahu mezi pevností v ohybu a v prostém tahu (ve smyslu grafu na Obrázku 1).
- Zopakování obdobného výzkumu pro UHPC jiného složení a/nebo vyztužení. Ověření, zda lze zjištěné převodní koeficienty považovat za univerzální nebo jsou unikátní pro každý typ UHPC.

PODĚKOVÁNÍ

Poděkování za asistenci v průběhu celého výzkumného projektu patří Ing. Janu Kubátovi a zaměstnancům laboratoři Katedry betonových a zděných konstrukcí a Experimentálního centra.

Tento článek byl podpořen granty Studentské grantové soutěže ČVUT č. SGS23/039/OHK1/1T/11 (*Analýza štihlých prvků z cementových kompozitů a oblastí s vysokou koncentrací napětí*) a SGS24/040/OHK1/1T/11 (*Moderní cementové kompozity a jejich efektivní použití v konstrukcích*).

Literatura

- AFNOR NF P 18-710 (2016), *National addition to Eurocode 2 – Design of concrete structures: specific rules for UHPFRC*. France.
- Bažant, Z. P. & Kazemi, M. T. (1990), Determination of fracture energy, process zone length and brittleness number from size effect, with application to rock and concrete. *Int. J. of Fracture*. 44, 111-131.
- Bažant, Z. P. & Xi, Y. (1991), Statistical Size Effect in Quasi-Brittle Structures: II. Nonlocal Theory. *J. of Engineering Mechanics*. 117(11), 2623-2640.
- Bažant, Z. P. (2000), Size effect. *Int. J. of Solids and Structures*. 37, 69-80.
- EN 1015-3 (1999), *Methods of test for mortar for masonry – Part 3: Determination of consistence of fresh mortar (by flow table)*. CEN
- EN 1015-11 (2019), *Methods of test for mortar for masonry – Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar*. CEN
- EN 12390-1 (2021), *Testing hardened concrete – Part 1: Shape, dimensions and other requirements for specimens and moulds*. CEN
- EN 12390-2 (2019), *Testing hardened concrete – Part 2: Making and curing specimens for strength tests*. CEN
- EN 12390-3 (2019), *Testing hardened concrete – Part 3: Compressive strength of test specimens*. CEN
- EN 12390-5 (2019), *Testing hardened concrete – Part 5: Flexural strength of test specimens*. CEN
- EN 12390-7 (2019), *Testing hardened concrete – Part 7: Density of hardened concrete*. CEN
- EN 12390-13 (2021), *Testing hardened concrete – Part 13: Determination of secant modulus of elasticity in compression*. CEN
- EN 14651+A1 (2007), *Test method for metallic fibre concrete – Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual)*. CEN
- EN 196-1 (2016), *Methods of testing cement – Part 1: Determination of strength*. CEN
- EN 1992-1-1 (2004), *Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*. CEN
- JSCE (2008), *Recommendations for Design and Construction of HPRFRC*. Japan.
- Karihaloo, B. L., Abdalla, H. M., Xiao, Q. Z. (2005), Deterministic size effect in the strength of cracked concrete structures. *Cement and Concrete Research*. 36(1), 171-188.

- Niu, Y., Wei, J., Jiao, Ch. (2021), Crack propagation behavior of ultra-high-performance concrete (UHPC) reinforced with hybrid steel fibers under flexural loading. *Construction and Building Materials*. 294, 123510.
- Savruk, M. P., Kazberuk, A. (2017) *Stress Concentration at Notches*. Springer International Publishing. ISBN 978-3-319-44555-7. DOI 10.1007/978-3-319-44555-7
- SIA (2016). Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) – Baustoffe, Bemessung und Ausführung. Switzerland.
- TP ČBS 07 (2022), *Ultra vysokohodnotný beton (UHPC)*.
- Technické podmínky TP 267 (2024), *Ultra vysokohodnotný beton (UHPC)*. Ministerstvo dopravy ČR & Ředitelství silnic a dálnic s. p.

VLIV ČEDIČOVÝCH MIKROVLÁKEN NA ZÁKLADNÍ VLASTNOSTI ČERSTVÉHO A ZTVRDLÉHO UHPC

Jan Vesecký, 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.vesecky@fsv.cvut.cz, jan.kubat@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Vlákna se používají za účelem zlepšení vlastností betonu více než 50 let a přibližně v posledních deseti letech jsou zkoumány možnosti využití nového typu – čedičových vláken. Tento článek proto představuje výsledky experimentální studie zaměřené na ultra-vysokohodnotný beton (UHPC) s rozptýlenou výztuží z čedičových mikrovláken, a to samostatně nebo v kombinaci s ocelovými mikrovláky. Zkoumány byly vlastnosti čerstvého i ztvrdlého UHPC v závislosti na stupni vyztužení čedičovými mikrovláky v rozmezí 0 až 12 kg/m³. Z výsledků vyplývá, že zvyšování obsahu čedičových mikrovláken výrazně snižuje zpracovatelnost a mírně snižuje objemovou hmotnost UHPC. Modul pružnosti, pevnost v tlaku a mez vzniku první trhliny v ohybu jsou ovlivněny zanedbatelně až mírně negativně. Bylo nicméně pozorováno mírné zvýšení maximální reziduální ohybové pevnosti při stupni vyztužení čedičovými mikrovláky do 4 kg/m³.

KLÍČOVÁ SLOVA

UHPC • Čedičová mikrovlákná • Zpracovatelnost • Mechanické vlastnosti

ABSTRACT

Fibers have been used to improve the properties of concrete for more than 50 years, and for about the last ten years, a new type – basalt fibers – have been investigated. Therefore, this paper presents the results of an experimental study focused on ultra-high performance concrete (UHPC) with dispersed basalt microfiber reinforcement, either separately or in combination with steel microfibers. The properties of fresh and hardened UHPC were investigated depending on the amount of basalt microfiber reinforcement, ranging from 0 to 12 kg/m³. The results show that an increase in the content of basalt microfibers significantly decreases the workability and slightly reduces the density of UHPC. The modulus of elasticity, compressive strength, and the limit of the first crack in bending are affected negligibly to mildly negatively. However, a slight increase in the maximum residual flexural strength was observed with a basalt microfiber content of up to 4 kg/m³.

KEYWORDS

UHPC • Basalt microfibers • Workability • Mechanical properties

1. ÚVOD

Čedič jako výlevná magmatická hornina (Obrázek 1 vlevo) nachází, vzhledem ke svým vlastnostem, široké uplatnění ve stavebnictví. Samotná neporušená hornina dosahuje (v závislosti na mineralogickém složení) pevnosti v tlaku přibližně 150-400 MPa, pevnosti v tahu 10-20 MPa modulu pružnosti 50-100 GPa, Poissonova čísla 0,2-0,3, hustoty 2900-3100 kg/m³, součinitele teplotní roztažnosti $6-8 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$, je mrazuvzdorná a velmi málo nasákavá (Schultz 1995, He et al. 2019, Chamra et al. 2009). Proto se s výhodou používá ve formě drti a šterků v násypech a souvrstvích železničních a silničních staveb a jako kvalitní kamenivo do betonu (Obrázek 1 uprostřed), a to především u betonů vysokých a velmi vysokých pevností.

Čedič lze navíc tavit při teplotě zhruba 1200-1500 °C (Chen 2017, Makhova 1989; viz Obrázek 1 vpravo) a vyrábět z něho mnoho dalších výrobků, například dlaždice, tkaniny, provazce, filamenty, nekonečná vlákna, geomříže a především několik typů výztuže pro betonové konstrukce (Raj et al. 2017), viz dále.



Obrázek 1: Čedič (hornina), čedičové kamenivo a tavený čedič.

1.1. Typy výztuže na bázi čediče

Provazce a nekonečná vlákna z taveného čediče dosahují díky homogenizaci hmoty a velmi malému průměru výrazně lepších mechanických vlastností (a to především v tahu) než samotná čedičová hornina. Proto jsou vhodné pro následnou výrobu dvou základních typů výztuže – kompozitních prutů a krátkých vláken, viz Obrázek 2.

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



Obrázek 2: Čedičové výztužné pruty (BFRP), výztužné sítě, mikrovlákná a makrovlákná.

Čedičová kompozitní prutová výztuž (BFRP) vzniká z velkého množství čedičových provazců spojených (slepených) pryskyřicí, celkového průměru přibližně 2-50 mm. Svým tvarem se čedičové pruty podobají klasickým ocelovým výztužným prutům, odlišují se ale mechanickými a fyzikálními vlastnostmi – pevností v tahu 750-1500 MPa, modulem pružnosti 40-55 GPa, objemovou hmotností 1900-2100 kg/m³, jsou nekorodující, chemicky odolné, nemagnetické a elektricky nevodivé (Fan 2017, Attia 2019). Mají podobnou teplotní délkovou roztažnost jako ocel – přibližně $8-12 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$. Jejich velkou nevýhodou, je křehkost a rovněž neohybatelnost za běžných podmínek. Z čedičových kompozitních prutů malého průměru (přibližně od 2 do 10 mm) jsou často vyráběny sítě, spojené v místě křížení plastovými spojkami nebo provlečením skrz lokální rozplet prutu.

Krátká čedičová vlákna vznikají nasekáním nekonečného vlákna po vzdálenostech v řádu jednotek až desítek milimetrů. Nejsou-li po nasekání provedeny další úpravy, jedná se o tzv. čedičové mikrovlákná (Adesina 2021) o průměru přibližně 10-25 μm (pro srovnání, průměr lidského vlasu se pohybuje nejčastěji v řádu vyšších desítek μm), pevnosti v tahu 3000-5000 MPa, modulu pružnosti 75-115 GPa a objemové hmotnosti 2600-2800 kg/m³. Pokud jsou vlákna navíc vzájemně slepena/obalena pryskyřicí jedná se o tzv. čedičové makrovlákná (Muhammad a Yousif 2023) o průměru cca 0,4-1,0 mm (tedy srovnatelným s průměrem typických ocelových drátků do betonu), pevnosti v tahu 1000-1400 MPa, modulu pružnosti 40-45 GPa a objemové hmotnosti 1800-2100 kg/m³.

Čedičová vlákna jsou podobně jako samotná hornina z podstaty křehká (tj. že při dosažení pevnosti dochází k okamžitému porušení). Pokud jsou použita do betonu ve formě mikrovláken, dochází při vzniku trhliny k jejich přetržení, a tedy i celková odezva betonu je křehká. Naopak čedičová makrovlákná podle dostupných studií dokáží trhlínu přemostit a dochází k jejich postupnému vytrhávání z matrice (Chen et al. 2023). I při malých

dávkách makrovláken (v řádu desetin procent objemu) pak beton vykazuje reziduální pevnost podobnou drátkobetonu (Shi et al. 2024) a při vysokých dávkách (v řádu jednotek procent objemu) pak dochází ke zpevnění po vzniku první trhliny, podobně jako u UHPC s ocelovými mikrovláknami (Chen et al. 2023).

1.2. Čedičová mikrovlákná jako rozptýlená výztuž cementových kompozitů

Vliv čedičových mikrovláken na vlastnosti betonu byl poprvé zkoumán již na konci minulého století (Ramakrishnan et al. 1998), ale podrobně je tomuto typu vláken věnována pozornost až přibližně v posledních deseti letech (viz např. High et al. 2015, Kizilkanat et al. 2015, Biradar et al. 2020, Adesina 2021, Li et al. 2022). Většina dosavadních studií je zaměřena na použití vláken v betonu běžných pevností (tj. s tlakovou pevností v rozmezí přibližně 20-60 MPa). Byla testována vlákna různých délek (nejčastěji 6-36 mm) a různých dávek (zpravidla v rozmezí 0-1 % objemu, v několika případech až do 3 % objemu – tj. hmotnostní dávka zhruba 0-27 kg/m³, resp. až 81 kg/m³).

Z hlediska vlivu čedičových mikrovláken na mechanické vlastnosti betonu z dostupných studií vyplývá, že pevnost v tlaku je zpravidla ovlivněna zanedbatelně a může dokonce klesat při vysokých dávkách vláken. Podobně byl zjištěn zanedbatelný až mírně negativní vliv na modul pružnosti. Naopak z většiny experimentů vyplývá zlepšení tahových vlastností (pevnosti v tahu a ohybu a lomové energie) o jednotky až nižší desítky procent. Některé studie navíc udávají zlepšení odolnosti proti mrazu a obrusu. Jednoznačná shoda panuje na poklesu zpracovatelnosti čerstvého betonu o desítky procent (vyjádřeno hodnotou rozliti) s rostoucí dávkou čedičových vláken – pokles je přisuzován nasákavosti vláken a jejich relativně velkému měrnému povrchu, který absorbuje část vody, resp. cementové kaše.

Přibližně v průběhu posledních 5 let bylo publikováno i několik studií zkoumajících vliv čedičových mikrovláken na vlastnosti vysokohodnotného a ultra-vysokohodnotného betonu (HPC a UHPC), především v asijských zemích (Ayub et al. 2014, Li et al. 2023). Poznatky jsou dosud omezené, nicméně ukazují na podobný vliv čedičových mikrovláken jako u betonu běžných pevností – tzn. zanedbatelný až mírně negativní vliv na vlastnosti v tlaku a pozitivní vliv na vlastnosti v tahu/ohybu. Nejlepších výsledků je často dosaženo při určité „optimální“ dávce vláken a následně se vlastnosti začínají zhoršovat. Tato optimální dávka se ale v jednotlivých studiích výrazně liší, a proto nelze stanovit jednoznačný závěr. Výzkum zároveň prokazuje zhoršování zpracovatelnosti s rostoucí dávkou čedičových vláken, a naopak zvýšení odolnosti proti vlivům prostředí, ačkoliv v případě UHPC, které je samo o sobě vysoce odolné, je měření případného zlepšení komplikované. Některé studie dokonce zmiňují mírně pozitivní vliv vláken na požární odolnost, ačkoliv zdaleka ne tak výrazný, jako v případě polypropylenových vláken.

Především s ohledem na výše zmíněné omezené dosavadní poznatky je předložený příspěvek zaměřen na čedičová vlákna v UHPC, konkrétně na UHPC vyrobené ze surovin dostupných v České republice.

2. EXPERIMENTÁLNÍ PROGRAM

Cílem níže popsaného experimentálního programu bylo stanovit vliv čedičových mikrovláken na základní vlastnosti UHPC a to samostatně, nebo v kombinaci s ocelovými mikrovláky.

2.1. Výroba UHPC

K výrobě UHPC byla použita předpřipravená suchá směs Valucem (obsahující jemné kamenivo, cement a příměsi), smíchaná s vodou a superplastifikátorem. Do směsi byla v různých dávkách přimíchána čedičová mikroválka délky 15 mm a ocelová mikroválka 14/0,2 mm, viz Tabulka 1 a Obrázek 3. Mechanické vlastnosti čedičových mikrovláken odpovídaly rozsahům uvedeným v kapitole 1.1, pevnost ocelových vláken byla dle technického listu výrobce 3000 MPa. Objemový stupeň vyztužení byl vypočítán dle vztahu:

$$\rho_{f,v} = \frac{m_f}{\rho_f} \cdot 100 [\%] \quad (1)$$

kde m_f je hmotnostní dávka vláken v 1 m³ UHPC a ρ_f objemová hmotnost vláken (uvažováno 2700 kg/m³ pro čedič a 7850 kg/m³ pro ocel).

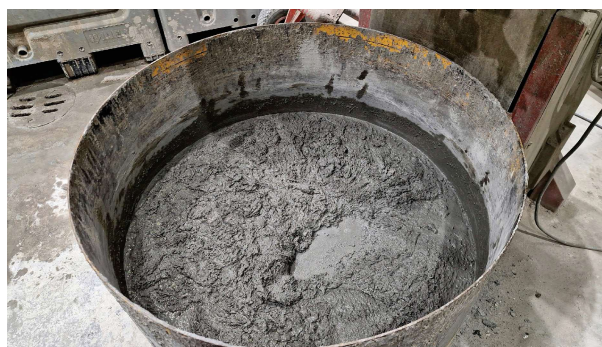
Tabulka 1: Vyrobené UHPC s různými dávkami vláken.

Ozn. směsi	Čedičová vlákna		Ocelová vlákna	
	m_f (kg/m ³)	$\rho_{f,v}$ (%)	m_f (kg/m ³)	$\rho_{f,v}$ (%)
B0S0	0	0,00	0	0,00
B2S0	2	0,07	0	0,00
B4S0	4	0,15	0	0,00
B6S0	6	0,22	0	0,00
B12S0	12	0,44	0	0,00
B0S120	0	0,00	120	1,53
B2S120	2	0,07	120	1,53
B4S120	4	0,15	120	1,53
B6S120	6	0,22	120	1,53
B12S120	12	0,44	120	1,53



Obrázek 3: Složky pro výrobu UHPC.

Výroba UHPC probíhala v míchačce s vertikální osou a nuceným oběhem (viz Obrázek 4), objem každé záměsi byl přibližně 19 l. Oba typy vláken byly dávkovány postupným sypáním do suché směsi za stálého míchání, teprve poté byly přidány tekuté složky (voda a superplastifikátor).



Obrázek 4: Čerstvá směs UHPC.

2.2. Zkušební tělesa

Výše popsanou čerstvou směsí UHPC byly naplněny válcové formy 100×200 mm a trámčové formy 100×100×400 mm (viz Obrázek 5) v souladu s EN 12390-1 a EN 12390-2 bez mechanického zhutňování. Z každé záměsi byla vyrobena 3+3 tělesa, přičemž od každého typu směsi (viz Tabulka 1) byla zhotovena pouze jedna záměs. Ihned po betonáži byl volný povrch zakryt PE folií proti vysychání. Přibližně po 24 hodinách byla ztvrdlá tělesa odbedněna a ponořena do vody o teplotě cca 20 °C, kde byla udržována do stáří 37 až 66 dnů. Válcová tělesa byla přibližně po 24-25 dnech krátce vyjmuta z vody, aby mohla být z obou stran upravena broušením.



Obrázek 5: Lití zkušebních těles.

2.3. Laboratorní zkoušky

Před betonáží těles byla provedena základní zkouška konzistence čerstvé směsi – rozliti malého (Hagermanova) kuželu dle EN 1015-3. Po zatvrdnutí a vyzrání těles byly provedeny zkoušky základních fyzikálních a mechanických vlastností – objemové hmotnosti dle EN 12390-7, modulu pružnosti a pevnosti

v tlaku na válcích 100×200 mm dle EN 12390-13 a EN 12390-3 a vlastností v tahu za ohybu na trámcích 100×100×400 mm dle EN 12390-5.

Průměr rozliti byl měřen po předepsaných 15 úderech střešovacího stolku. Objemová hmotnost ztvrdlého UHPC byla stanovena výpočtem ze změřených skutečných rozměrů. Modul pružnosti byl zjišťován cyklickým zatěžováním mezi 10 a 33 % očekávané tlakové pevnosti na lisu o maximální kapacitě 1000 kN. Samotná pevnost v tlaku byla zkoušena na lisu o maximální kapacitě 4500 kN a to předepsanou rychlostí zatížení 4,5 kN/s, tj. cca 0,6 MPa/s. Ohybové vlastnosti byly zjišťovány v tahu za čtyřbodového ohybu na rozpětí 300 mm. Zkouška byla řízena předepsanou rychlostí posunu hlavy lisu, která byla nastavena tak, aby nárůst napětí v nejvíce tažených vláknech průřezu nepřekročil 0,05 MPa/s. Provedené zkoušky ilustrativně shrnuje Obrázek 6.

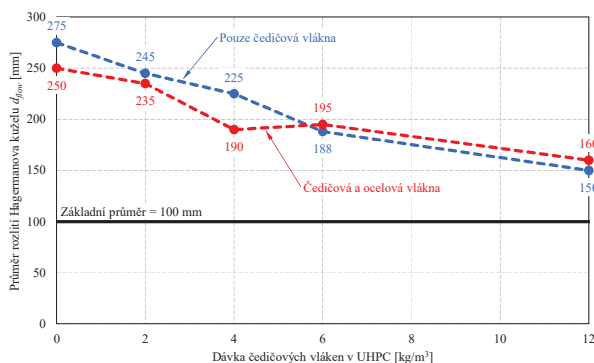


Obrázek 6: Zkoušky UHPC – konzistence (rozliti), objemová hmotnost, modul pružnosti, pevnost v tlaku, vlastnosti v ohybu.

3. VÝSLEDKY

3.1. Výsledky pro čerstvé UHPC

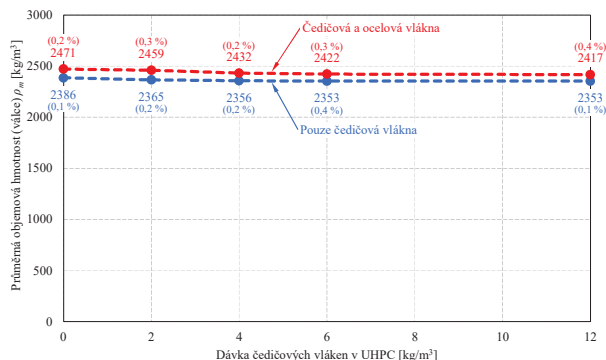
Pro každý typ směsi byla realizována jedna zkouška konzistence, přičemž rozliti Hagermanova kuželu bylo měřeno ve dvou na sebe kolmých směrech a následně zprůměrováno. Výsledky v závislosti na obsahu čedičových mikrovláken a (ne)přítomnosti ocelových mikrovláken prezentuje Obrázek 7.



Obrázek 7: Vliv obsahu čedičových vláken na konzistenci čerstvého UHPC.

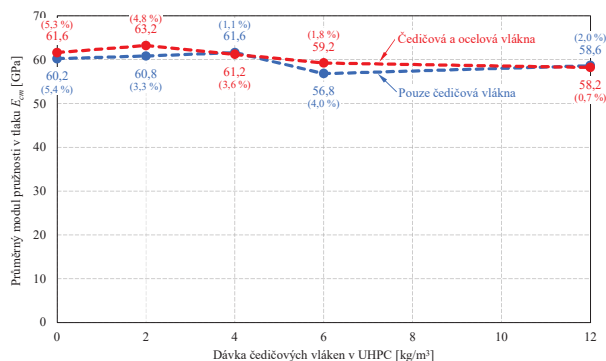
3.2. Výsledky pro ztvrdlé UHPC

Objemová hmotnost ztvrdlého UHPC byla měřena u všech vyrobených těles, ale pro vyhodnocení (viz Obrázek 8) byly využity pouze výsledky z trojice broušených válců od každého typu směsi, jelikož povrch trámů nebyl upravován, a jejich objemová hmotnost proto byla mnohem méně přesná.

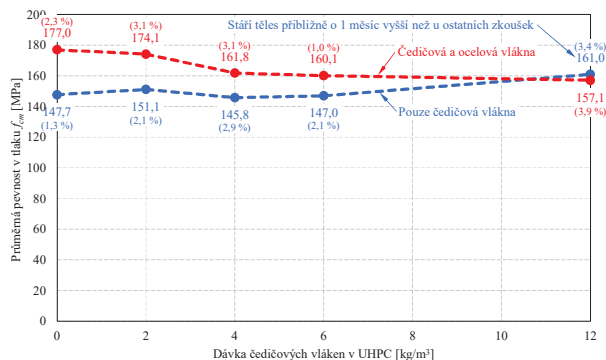


Obrázek 8: Vliv obsahu čedičových vláken na objemovou hmotnost ztvrdlého UHPC (měřeno na válcích 100×200 mm; hodnoty v závorce značí variační koeficient).

Výsledky měření modulu pružnosti a pevnosti v tlaku na válcích jsou shrnuty na Obrázku 9 a Obrázku 10.

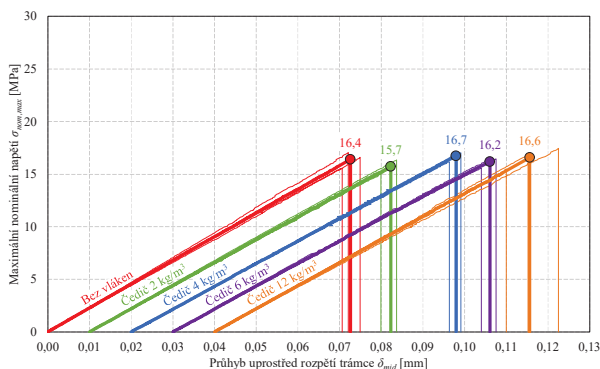


Obrázek 9: Vliv obsahu čedičových vláken na modul pružnosti UHPC (hodnoty v závorce značí variační koeficient).

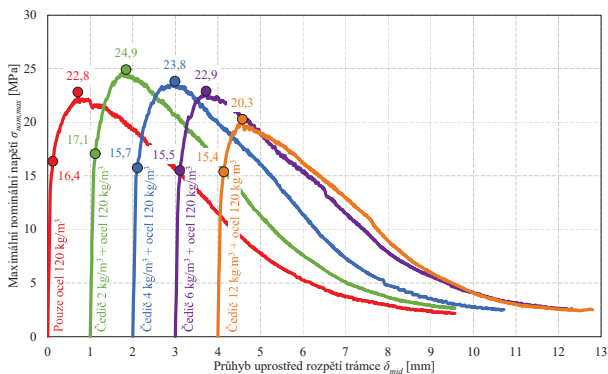


Obrázek 10: Vliv obsahu čedičových vláken na pevnost UHPC v tlaku (hodnoty v závorce značí variační koeficient).

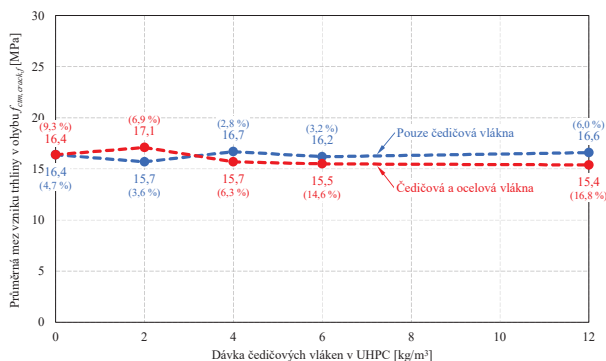
Při čtyřbodových ohybových zkouškách byl zaznamenán celý pracovní diagram, včetně sestupné větve, přičemž hodnota zatížení byla přepočtena na maximální nominální napětí s využitím elementárních vztahů lineární mechaniky a teorie pružnosti, viz Obrázek 11 a Obrázek 12. Z diagramů byly vyhodnoceny dvě hlavní vlastnosti – mez vzniku 1. trhliny a maximální pevnost v (tahu za) ohybu, viz Obrázek 13 a Obrázek 14. Maximální pevnost bylo možné vyhodnotit jen v případě těles obsahujících ocelová mikrovlákná.



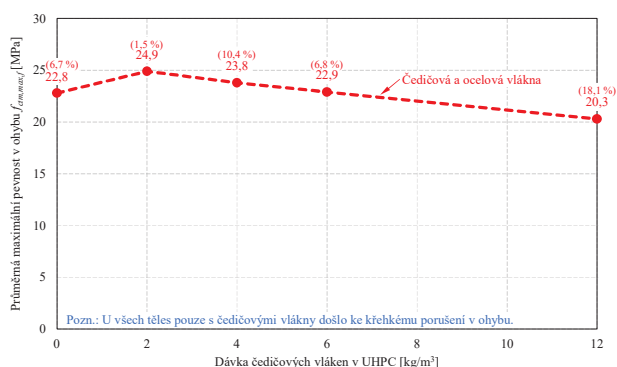
Obrázek 11: Pracovní diagramy trámů z UHPC ve čtyřbodovém ohybu (bez ocelových mikrovláken).



Obrázek 12: Pracovní diagramy trámů z UHPC ve čtyřbodovém ohybu (s ocelovými mikrovláknami).



Obrázek 13: Vliv obsahu čedičových vláken na mez vzniku 1. trhliny UHPC v ohybu (hodnoty v závorce značí variační koeficient).



Obrázek 14: Vliv obsahu čedičových vláken na maximální pevnost UHPC v ohybu (hodnoty v závorce značí variační koeficient).

4. DISKUZE

Na základě dosažených výsledků prezentovaných v předchozí kapitole jsou níže diskutovány hlavní poznatky o vlivu čedičových mikrovláken na základní vlastnosti UHPC a porovnány v kontextu dosavadních znalostí publikovaných v článcích citovaných výše, v kapitole 1.2.

4.1. Vliv čedičových vláken na zpracovatelnost čerstvého UHPC

Z grafů na Obrázku 7 je zřejmé, že s rostoucím obsahem čedičových mikrovláken poměrně výrazně klesá zpracovatelnost. Míra poklesu je nižší pro směsi obsahující zároveň ocelová mikrovlákná, ale tento poznatek může být zkrácen vzhledem k provedení pouze jedné zkoušky rozliti od každého typu směsi.

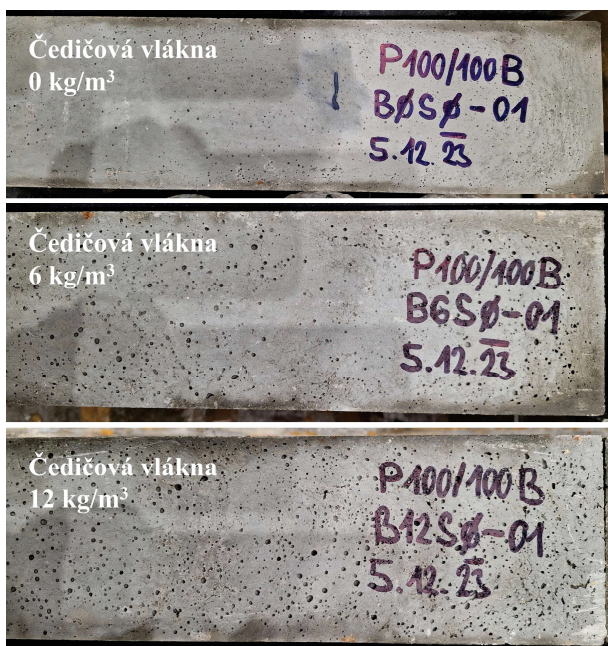
Zpracovatelnost směsí s 12 kg/m³ čedičových mikrovláken dosahuje pouze 29 %, resp. 40 % v porovnání se směsí zcela bez vláken (při uvážení základní hodnoty rozliti 100 mm). Zjištěný pokles zpracovatelnosti odpovídá dosavadním poznatkům o běžném betonu i HPC a UHPC.

Ačkoliv je tento jev obecně považován za negativní, je možné nalézt aplikace, u kterých by nižší zpracovatelnost mohla být žádoucí – typickým příkladem je velmi rozšířená aplikace UHPC jako zesilující/obrusné vrstvy stávajících betonových mostů, kdy je často třeba dosáhnout spádovaného povrchu, což je nemožné s klasickou, vysoce tekutou, konzistencí UHPC, která zpravidla odpovídá samozhutnitelným (samonivelačním) betonům.

4.2. Vliv čedičových vláken na objemovou hmotnost ztvrdlého UHPC

Jak v případě směsí pouze s čedičovými mikrovláknami, tak s čedičovými i ocelovými mikrovláknami byl u grafů na Obrázku 8 pozorován mírný, ale nezanedbatelný pokles objemové hmotnosti ztvrdlého UHPC, a to maximálně o 1,4 %, resp. 2,2 %.

Tento pokles byl s největší pravděpodobností způsoben narůstající pórovitostí spolu s narůstajícím obsahem čedičových mikrovláken, která byla zřetelně pozorována jak na povrchu, tak na lomové ploše zkušebních těles, viz Obrázek 15.



Obrázek 15: Zřetelný nárůst pórovitosti na povrchu těles s vyšším obsahem čedičových mikrovláken.

4.3. Vliv čedičových vláken na vlastnosti UHPC v tlaku

Ze zkoušek válcových těles v tlaku vyplývá, že modul pružnosti prakticky není závislý na obsahu čedičových (ani ocelových) mikrovláken, rozdílly se pohybují v rozmezí směřodonné odchylky, viz grafy na Obrázku 9.

Způsob porušení byl u těles obsahujících pouze čedičová vlákna zřetelně křehký (až explozivní), zatímco při kombinaci s ocelovými mikrovlásky bylo porušení duktilní, pro srovnání viz Obrázek 16.



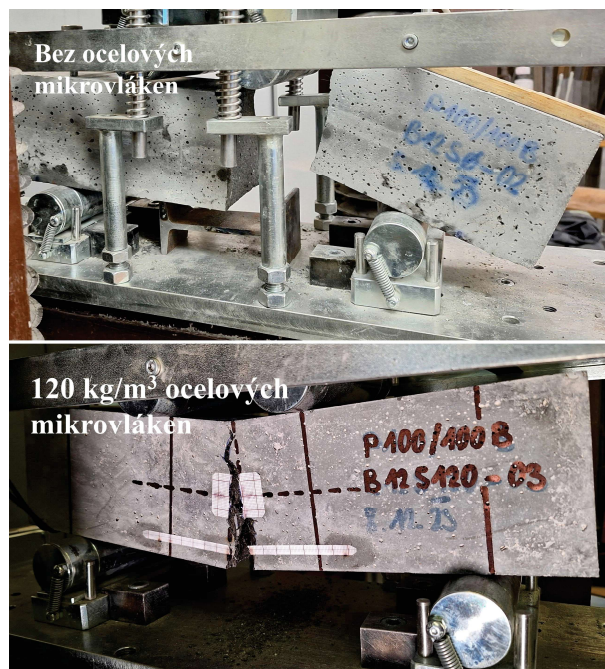
Obrázek 16: Porovnání způsobu porušení těles při zkoušce v tlaku.

Pevnost v tlaku rovněž nebyla prakticky ovlivněna, pokud byla v UHPC přítomna pouze čedičová vlákna, viz Obrázek 10 (pozn.: nárůst o cca 10 % pro směs s 12 kg/m³ vláken byl patrně způsoben vyšším stářím těles). Naopak při kombinaci čedičových a ocelových mikrovláken byl pozorován negativní vliv čedičových vláken na tlakovou pevnost, a to až o přibližně -10 %, přičemž zřetelný pokles započal při dávkách od 4 kg/m³.

4.4. Vliv čedičových vláken ohybové vlastnosti UHPC

Posledním zkoumaným parametrem byl vliv čedičových mikrovláken na odezvu trámů ve čtyřbodovém ohybu.

Z diagramů na Obrázku 11 a Obrázku 12 je zřejmé, že podobně jako v případě tlakových zkoušek dochází u těles vyztužených pouze čedičovými vlákny ke křehkému porušení a duktilní odezvu zaručují pouze ocelová mikrovláskna. Způsoby porušení také znázorňuje Obrázek 17.



Obrázek 17: Porovnání způsobu porušení těles při zkoušce v ohybu.

Přítomnost čedičových (i ocelových) mikrovláken neovlivňuje mez vzniku 1. trhliny v ohybu – u všech zkoumaných směsí byla její hodnota mezi 15 až 17 MPa, viz Obrázek 13.

Maximální pevnost v ohybu bylo možné vzhledem k výše zmíněné křehkosti/duktilitě vyhodnotit pouze u těles obsahujících ocelová mikrovláskna. U nich byl pozorován mírný nárůst maximální pevnosti o cca 9 %, resp. 4 % při dávkách čedičových vláken 2 kg/m³, resp. 4 kg/m³, při vyšších dávkách již maximální ohybová pevnosti naopak klesala, viz Obrázek 14. Lze se domnívat, že čedičová vlákna v množství 2 až 4 kg/m³ mají mírně pozitivní vliv na rovnoměrnost rozložení ocelových mikrovláken v matici UHPC, čímž zlepšují ohybové vlastnosti prvků z něho vyrobených. Samotná čedičová vlákna ale k maximální ohybové pevnosti vzhledem ke své křehkosti nepřispívají.

5. SHRNUTÍ A ZÁVĚR

Článek představil výsledky experimentální studie zkoumající vliv čedičových mikrovláken na základní vlastnosti čerstvého a ztvrdlého UHPC vyrobeného z průmyslově vyráběné suché směsi. Bylo zkoumáno dávkování čedičových vláken délky 15 mm v rozmezí 0 až 12 kg/m³ (tj. 0 až 0,44 %) a to samostatně nebo v kombinaci s vysokopevnostními ocelovými mikrovláky 14/0,2 mm v dávce 120 kg/m³ (tj. 1,53 %).

Dosažené výsledky ukazují, že čedičová mikrovláknata ovlivňují především vlastnosti čerstvého UHPC, zatímco vliv na mechanické vlastnosti ztvrdlého UHPC je obecně malý. Vyzdvihnout lze následující poznatky:

- S rostoucím obsahem čedičových vláken výrazně klesá zpracovatelnost čerstvé směsi.
- Mírně (ale setrvale) klesá s rostoucím obsahem čedičových vláken také objemová hmotnost ztvrdlého UHPC. Pokles je způsoben především zřetelným nárůstem pórovitosti matrice.
- Modul pružnosti a pevnost v tlaku jsou čedičovými vlákny ovlivněny zanedbatelně až mírně negativně.
- Mez vzniku první trhliny je nezávislá na (ne)přítomnosti čedičových i ocelových mikrovláken.
- Maximální pevnost v ohybu mírně narůstá při dávkách čedičových mikrovláken 2 až 4 kg/m³ v kombinaci s ocelovými mikrovláky. Zjištěné navýšení pevnosti o max. 10 % je ale třeba vnímat s rezervou, v kontextu výroby a zkoušení pouze jedné záměsi a nízkého počtu (tří) zkušebních těles od každého typu směsi.
- Duktilní odezvu UHPC zaručují pouze ocelová mikrovláknata. UHPC s čedičovými mikrovláky je křehkým materiálem.

Z výše uvedeného vyplývá, že při snaze o zlepšení mechanických vlastností UHPC, postrádá použití čedičových mikrovláken obecně hlubšího smyslu. V budoucnu by se ovšem mohla uplatnit v praktických aplikacích, u kterých je žádoucí snížení konzistence čerstvé směsi – například u zesilujících vrstev stávajících mostů ukládaných do spádu. Takové použití je nicméně nejprve nutné ověřit dalšími zkouškami.

PODĚKOVÁNÍ

Prezentovaný výzkum byl podpořen granty Studentské grantové soutěže ČVUT č. SGS23/039/OHK1/1T/11 (*Analýza štihlých prvků z cementových kompozitů a oblastí s vysokou koncentrací napětí*) a SGS24/040/OHK1/1T/11 (*Moderní cementové kompozity a jejich efektivní použití v konstrukcích*).

Literatura

Adesina, A. (2021), Performance of cementitious composites reinforced with chopped basalt fibres – An overview. *Construction and Building Materials*. 266, 120970.

Attia, K. Alnahhal, W., Elrefai, A. & Rihan, Y. (2019), Flexural behavior of basalt fiber-reinforced concrete slab strips reinforced with BFRP and GFRP bars. *Composite Structures*. 211, 1-12.

Ayub, T., Shafiq, N. & Nuruddin, M. F. (2014). Mechanical Properties of High-performance Concrete Reinforced with Basalt Fibers. *Procedia Engineering*. 77, 131-139.

Biradar, S. V., Dileep, M. S. & Gowri, T. V. (2020), Studies of Concrete Mechanical Properties with Basalt Fibers. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 1006, 012031.

EN 1015-3 (1999), *Methods of test for mortar for masonry – Part 3: Determination of consistence of fresh mortar (by flow table)*. CEN.

EN 12390-1 (2021), *Testing hardened concrete – Part 1: Shape, dimensions and other requirements for specimens and moulds*. CEN.

EN 12390-2 (2019), *Testing hardened concrete – Part 2: Making and curing specimens for strength tests*. CEN.

EN 12390-3 (2019), *Testing hardened concrete – Part 3: Compressive strength of test specimens*. CEN.

EN 12390-5 (2019), *Testing hardened concrete – Part 5: Flexural strength of test specimens*. CEN.

EN 12390-7 (2019), *Testing hardened concrete – Part 7: Density of hardened concrete*. CEN.

EN 12390-13 (2021), *Testing hardened concrete – Part 13: Determination of secant modulus of elasticity in compression*. CEN.

Fan, X., Xu, T., Zhou, Z., Zhou, X. (2017), Experimental Study on Basic Mechanical Properties of BFRP Bars. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 250, 012014.

He, Q., Li, Y. & She, S. (2019), Mechanical Properties of Basalt Specimens Under Combined Compression and Shear Loading at Low Strain Rates. *Rock Mechanics and Rock Engineering*. 52, 4101-4112.

High, C., Seliem, H. M., El-Safty, A. & Rizkalla, S. (2015), Use of basalt fibers for concrete structures. *Construction and Building Materials*. 96, 37-46.

Chamra, S., Schröfel, J. & Tylš, V. (2009), *Základy petrografie a regionální geologie ČR*. Česká technika. ISBN 978-80-01-03138-4.

Chen, X., Zhang, Y., Hui, D., Chen, M. & Wu, Z. (2017), Study of melting properties of basalt based on their mineral components. *Composites Part B: Engineering*. 116, 53-60.

Chen, X., Wang, X., Ding, L., Jiang, K., Su, Ch., Liu, J. & Wu, Z. (2023), Mechanical properties of a novel UHPC reinforced with macro basalt fibers. *Construction and Building Materials*. 377, 131107.

Kizilkant, A. B., Kabay, N., Akyüncü, V., Chowdhury, S. & Akça, A. H. (2015), Mechanical properties and fracture behavior of basalt and glass fiber reinforced concrete: An experimental study. *Construction and Building Materials*. 100, 218-224.

Li, F., Lv, T. & Wei, S. (2023), Performance, Mechanical Properties and Durability of a New Type of UHPC – Basalt

- Fiber Reinforced Reactive Powder Concrete: A Review. *Polymers*. 15, 3129.
- Li, Z., Shen, A., Zeng, G., Chen, Z. & Guo, Y. (2022), Research progress on properties of basalt fiber-reinforced cement concrete. *Materials Today Communications*. 33, 104824.
- Makhova, M. F., Bocharova, I. N., Mishchenko, E. S. & Kovalenko, V. G. (1989), Glass fiber from rock. *Glass and Ceramics*. 46, 374-376.
- Muhammad, J. H. & Yousif, A. R. (2023), Shear behavior of normal and high-strength concrete beams reinforced with BFRP bars and basalt macro fibers. *Construction and Building Materials*. 408, 133516
- Raj, S., Kumar, V. R., Kumar, B. H. B. & Iyer, N. R. (2017), Basalt: structural insight as a construction material. *Sādhanā*. 42, 75-84.
- Ramakrishnan, V., Tolmare, N. S. & Brik, V. B. (1998). *Performance evaluation of 3-D basalt fiber reinforced concrete & basalt rod reinforced concrete*. Transportation Research Board of the National Academies.
- Shi, J., Lu, Y., Zhu, R., Liu, Y., Zhang, Y. & Lv, Q. (2024), Experimental evaluation of fracture toughness of basalt macro fiber reinforced high performance lightweight aggregate concrete. *Construction and Building Materials*. 411, 134638.
- Schultz, R. A. (1995), Limits on strength and deformation properties of jointed basaltic rock masses. *Rock Mechanics and Rock Engineering*. 28, 1-15.

RESEARCH OF THE EFFECT OF SUPPORT PADS ON WHEEL PROPERTIES AND THE DESIGN OF RAILROAD BRIDGES

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

Výstavba vysokorychlostních tratí je aktuálním tématem železniční dopravy v ČR. V rámci návrhu mostů vysokorychlostních tratí jsou kladeny zvýšené nároky na dynamickou odezvu konstrukce, která se přímo podílí na plynulosti a bezpečnosti provozu. Odezva konstrukce mostu na zatížení je také ovlivněna skladbou železničního svršku, který se na přenosu zatížení zásadním způsobem podílí.

Problematika podpražcových podložek je z pohledu aplikace v konstrukci železničního svršku často zkoumaným fenoménem, avšak při návrhu mostních konstrukcí je přehlížena. Prohloubením znalostí týkajících se funkce podpražcových podložek a jejich vhodným zohledněním společně s dalšími prvky koleje může vést ke zefektivnění návrhu konstrukce železničních mostů.

Cílem příspěvku je shrnutí aktuálního stavu legislativy týkající se podpražcových podložek a rámcová rešerše této problematiky.

KLÍČOVÁ SLOVA

Podpražcové podložky, kolej, přechodová oblast, degradace lože, normy

ABSTRACT

The construction of high-speed lines is a topical issue of railway transport in the Czech Republic. In the design of bridges of high-speed lines, increased demands are placed on the dynamic response of the structure, which directly contributes to the gas-speed and safety of operation. The load response of the bridge structure is also influenced by the composition of the superstructure, which contributes significantly to the load transfer.

The issue of sleeper pads is a frequently investigated phenomenon from the point of view of application in superstructure design, but is overlooked in bridge design. Increasing the knowledge of the function of sleeper pads and their appropriate consideration together with other track elements can lead to more efficient design of railway bridge structures.

The aim of this paper is to summarise the current state of legislation concerning sleeper pads and to provide a framework for research of this issue.

KEYWORDS

Under sleeper pads, track, transition zone, ballast degradation, norms

1. ÚVOD

1.1. Obecně

Projekty staveb vysokorychlostních tratí na území české republiky s sebou přináší řadu nových principů a pravidel platných pro jejich návrh. Vysokorychlostní tratě s sebou zároveň přináší potřebu použití řady dosud málo využívaných konstrukčních prvků jako jsou kolejnicová dilatační zařízení, podpražcové podložky nebo nové způsoby řízení svislé tuhosti v délce koleje.

Aktuálním trendem na poli návrhu železničních mostů jsou realizace mostů s průběžným kolejovým ložem. Výhodami tohoto řešení jsou snížení hladiny hluku, zefektivnění mechanizované údržby a menší změna tuhosti trať/most. Legislativní dokumenty předpokládají použití BK na veškerých tratích VRT. Dle závazných dokumentů Správy železnic se předpokládá použití podpražcových podložek v síti VRT, na základě řady pozitivních přínosů získaných na testovacích úsecích a dle ohlasů ze zahraničních výzkumů.

1.2. Podpražcové podložky

Podpražcová podložka neboli USP (under sleeper pads), je pružná vrstva upevněná na ložné ploše příčných nebo výhybkových pražců. Hlavním důvodem použití podpražcových podložek je ochrana kolejového lože. Vložením podložky pod pražec dochází ke zvětšení kontaktní plochy mezi pražcem a kolejovým ložem, což vede ke snížení kontaktního napětí. Použitím podložek v koleji dále dochází k přenosu zatížení na větší počet pražců, které vede k dalšímu přerozdělení zatížení a prodloužení životnosti všech komponent železničního svršku. Další benefity jsou podrobněji popsány v kapitole 4 tohoto článku.

Z hlediska návrhu železničních mostů je problematika podpražcových podložek opomíjeným tématem. Prvním předpokladem pro lepší návrh konstrukce je efektivnější distribuce zatížení skrze konstrukci koleje. Druhým aspektem je vliv

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

podložky (prvku z elastického materiálu), na dynamickou odezvu koleje i mostu (ovlivnění tuhosti, útlumu koleje). Naproti tomu, dle znění příslušných dokumentů může mít použití podložky s nevhodnými parametry i negativní důsledky.

Přechodové zóny jsou místa, kde se podmínky podpory kolejového lože náhle mění, například ze zemního náspu na most. Geometrie trati v těchto místech degraduje rychleji než běžná železniční trať, což vyžaduje častější a nákladnější údržbu. Cílem příspěvku je shrnutí aktuálního stavu legislativy a poznatků dosavadních výzkumných prací ve smyslu použití podpražcových podložek a jejich vlivu na návrh konstrukce železničních mostů, přechodových oblastí nebo případných vlivů na návrh bezстыkové koleje na mostě (a doplnění textu [22]). Snahou příspěvku je poukázat na možné benefity zohlednění podpražcových podložek při návrhu železničních mostů a přechodových oblastí, které mohou vést k optimalizaci návrhu.

2. REŠERŠE NORMOVÝCH PODKLADŮ

V rámci rešerše byly hledány dosavadní poznatky k problematice použití podpražcových podložek, jejich vliv na návrh mostní konstrukce a konstrukce železničního svršku.

Prvním krokem je shrnutí stávajícího stavu legislativy dle směrnic Mezinárodní železniční unie (směrnice UIC a IRS) a v interních předpisech národní Správy železnic (SŽ). Z důvodu značné souvislosti s daným tématem byly zkoumány také dokumenty věnující se „Matracím pod kolejovým ložem“ a dokumenty pojednávající o „vysokorychlostních tratích“.

O problematice podpražcových podložek, jejich použití a dalších souvislostech byly zkoumány následující dokumenty:

- Interní předpisy SŽ
 - Manuál pro projektování VRT ve stupni DÚR
 - Předpis SŽDC S3
 - Metodický pokyn pro navrhování pražců s podpražcovými podložkami
- Směrnice mezinárodní železniční unie (UIC a IRS)
 - IRS 70713-1
 - IRS 70719-1

2.1. Interní předpisy SŽ

2.1.1. Manuál pro projektování VRT ve stupni DÚR

Manuál pro projektování VRT ve stupni DÚR [11] (dále jen „Manuál“) je Interní předpis shrnující problematiku návrhu vysokorychlostních tratí. Manuál předkládá požadavky investora (SŽ) na řešení jednotlivých součástí VRT dle osvědčených zahraničních řešení. Předpis řeší problematiku VRT z pohledu všech dotčených profesí.

Z pohledu návrhu mostních konstrukcí se manuál odkazuje na splnění požadavků norem řady EN. Manuál předpokládá posouzení interakce kolej / most pro všechny mosty nad 50 m. Dle kap. 3.1 a 3.2 Manuál předpokládá použití pražců s podpražcovými podložkami (USP) v síti VRT.

2.1.2. Předpis SŽDC S3

Interní předpis Správy Železnic S3 [10] obsahuje souhrn zásad pro projektování železničního svršku tratí s normálním rozchodem. Předpis se věnuje konstrukci železničního svršku, de-

finuje požadavky a podmínky pro bezpečné provozování železniční dopravy. V roce 2021 byl předpis doplněn o díl XVII pojednávající o konstrukci železničního svršku pro rychlosti nad 200 km/h (do 360 km/h).

Předpis předpokládá použití pražců s tuhými USP do konstrukce kolejí, výhybek a výhybkových konstrukcí pro tratě s návrhovou rychlostí vyšší než 200 km/h. Pro použití jiných druhů USP se předpis odkazuje na Metodický pokyn pro navrhování pražců s podpražcovými podložkami [12].

2.1.3. Metodický pokyn pro navrhování pražců s podpražcovými podložkami

Metodický pokyn [12] stanovuje podmínky pro navrhování, instalaci, manipulaci a údržbu pražců s podpražcovými podložkami. Dokument definuje zásady pro použití pražců s USP v běžné trati, pod výhybkami a v rámci přechodových oblastí. Platnost dokumentu je podmíněna splněním ustanovení předpisu SŽDC S3 a je závazný pro všechny subjekty věnující se návrhem, realizací a údržbou dané tratě. Metodický pokyn vychází mimo jiné z poznatků uvedených ve směrnici IRS 70713-1. Dále se metodický pokyn odkazuje na znění normy ČSN EN 16730 a interní předpisy SŽDC S3 a S9.

Dokument definuje dělení USP dle statické tuhosti jako základní technickou specifikaci USP. V rámci metodického pokynu jsou dále shrnuty hlavní přínosy USP, stanovené obecné zásady pro použití a postup při navrhování USP v běžné trati, pod výhybkou a v přechodových oblastech. Postupy navrhování USP definované metodickým pokynem jsou spíše obecného charakteru, s důrazem na nutné detailní posouzení v určitých situacích. Konkrétní způsob a forma návrhu/posouzení není dokumentem stanovena.

2.2. Směrnice Mezinárodní železniční unie

2.2.1. IRS 70713-1 Under sleeper pads (USP) – recommendations for use

Směrnice IRS 70713 [6] se zabývá problematikou aplikace podpražcových podložek (neboli USP = Under sleeper pads). Jsou představeny důvody pro použití podložek, jejich členění, vlastnosti a zároveň limity pro použití. Dle dokumentu má umístění USP různé vlivy na chování a tuhost koleje podle vlastností použitého prvku. Podložky zvyšují kontaktní plochu mezi pražcem a kolejovým ložem, což přispívá k delší životnosti komponent, prodloužení intervalů údržby, ale také k ovlivnění dynamických parametrů tratě.

Prvky USP lze použít pro redukci tloušťky kolejového lože, řízení změny tuhosti v přechodových oblastech mostu nebo ve snaze o snížení přenosu vibrací do okolí tratě. V mnoha ohledech se jedná o pozitivní přínos, avšak nevhodná konfigurace může vést k negativním důsledkům jako je destabilizace tratě nebo nadměrné deformace koleje.

2.2.2. IRS 70719-1 Recommendations for the use of Under ballast mats (UMB)

IRS 70719-1 [7] se věnuje problematice matrací umístěvaných pod kolejové lože. Směrnice dělí matrace dle fyzikálních

vlastností a uvádí doporučení pro použití v jednotlivých případech. Pro ukotvení v normách řady EN se směrnice odkazuje na ČSN EN 17282.

Obdobně jako u USP se jedná o elastický prvek umísťovaný do konstrukce železničního tělesa za cílem zefektivnění přenosu sil, redukci nežádoucích vibrací, úpravu tuhosti podloží nebo tloušťky kolejového lože. Nevhodná volba UBM s sebou nese obdobné nežádoucí projevy jako v případě USP. Narozdíl od USP se jedná o prvky, u kterých se nepředpokládá užití v celé trati, ale jako nástroj k řešení lokálních oblastí. Kombinování s dalšími elastickými prvky kolejového svršku (USP a SRP) se bez detailního posouzení nedoporučuje (skládání účinků neprobíhá v rovině superpozice a vyžaduje detailní posouzení).

3. USP DLE ZAHRANIČNÍCH EXPERIMENTŮ

Pro úvod do problematiky byly v rámci rešerše studovány dostupné zdroje zabývající se různými směry výzkumu týkající se problematiky podpražcových podložek a jejich vlivu na vlastnosti koleje. Dle publikací shromážděných v rámci rešeršní činnosti lze sledovat následující směry výzkumů na poli aplikace USP.

- Vliv USP na přerozdělení zatížení pražce* (pod pražcem)
- Vliv USP na degradaci kolejového lože* (prvků tratě)
- Vliv USP na dynamické chování tratě* (šíření vibrací, útlum, deformace)
- Vliv USP při interakci vozidlo - kolej
- Vliv USP na stabilitu (polohu) koleje
- Vliv USP na odpor koleje* (příčný, podélný)

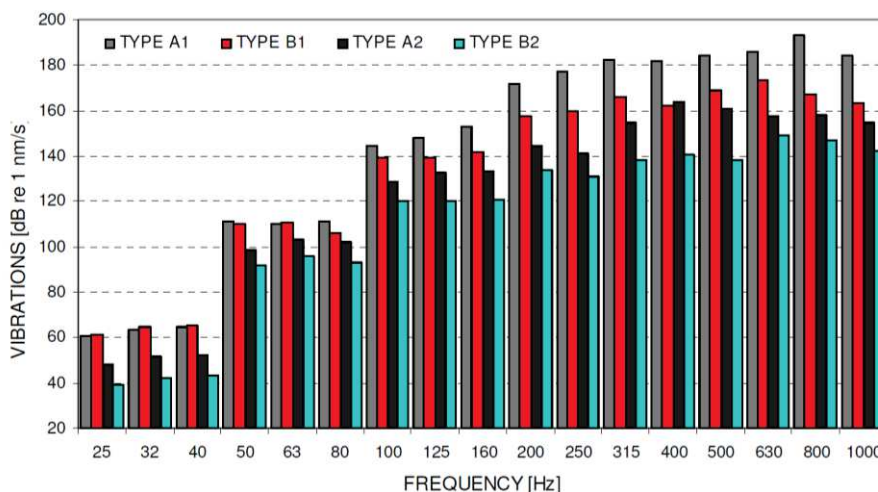
- Použití USP pro úpravu tuhosti koleje* (v přechodových oblastech)
- Vliv USP na návrh mostních konstrukcí
- Materiálové vlastnosti USP (trvanlivost, únava, použitý materiál)
- Využití recyklovaných materiálů (recyklace prvků) při výrobě USP
- Studie vlivu USP na náklady životního cyklu (LCC)

S ohledem na rozsah tohoto příspěvku jsou dále popsány pouze vybrané zdroje poukazující na dosavadní poznatky publikovaných výzkumů (označeno *).

3.1. Experimentální vyšetřování koleje s USP

Článek [13] z roku 2010 publikovaný univerzitou v Záhřebu se věnuje problematice přenosu dynamických účinků zatížení na konstrukce železničního spodku. V rámci popisovaného pokusu byly měřeny hodnoty vibrací na jednotlivých komponentech (kolej, pražec, podkladní železobetonová deska) od simulovaného dynamického zatížení železniční dopravou. Měření bylo provedeno na vzorcích reprezentující konstrukci kolejového svršku s kolejovým ložem a systém podobný tzv. pevné jízdní dráze Celkem bylo měření provedeno na čtyřech pokusných vzorcích následující sestavy.

- sestava koleje s pražcem přímo uloženým na ŽB desce (type A1)
- sestava koleje s USP pražcem uloženým na ŽB desce (type B1)
- sestava koleje s kolejovým ložem (type A2)
- sestava koleje s kolejovým ložem s USP pražcem (type B2)



Obrázek 1 - Vibrace měřené na podkladní betonové desce pro jednotlivé prvky uložení koleje [13]

Výše uvedený obrázek graficky znázorňuje naměřené výsledky. Na základě měření daného pokusu lze jednoznačně prokázat, že vložení prvku upravující tuhost koleje dochází k redukci přenášených vibrací na konstrukce železničního spodku. Vložení prvků USP do koleje dle autora přináší významné zlepšení ve smyslu snížení dynamických účinků a tím redukci nákladů na realizaci a provoz trati.

Dle závěru článku je nezbytné detailní pochopení odezvy tratě na svislé dynamické zatížení pro správné zohlednění účinků

zatížení na konstrukce železničního spodku. Vložení elastických materiálů do konstrukce železničního svršku může zásadním způsobem ovlivnit chování tratě. Zásadním aspektem jsou fyzikální vlastnosti daného prvku (tzn. rozměry, tuhost, schopnost útlumu) a umístění v trati (tzn. kolejnicová podložka, podpražcová podložka, rohož pod kolejovým ložem). Důležitým benefitem použití USP je jejich kompatibilita s aktuálně běžnými postupy výstavby a údržby trati.

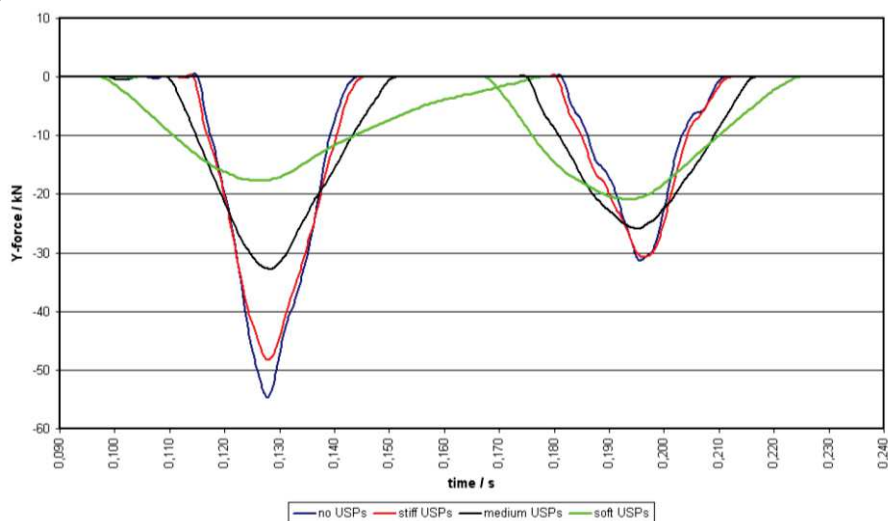
3.2. Vliv podpražcových podložek na dynamiku koleje

Předmětem práce [14] publikované univerzitou ze švédského Linköpingu byl vyšetřován vliv USP na dynamické chování tratě. Pomocí numerické analýzy byly zkoumány přínosy USP při použití v přechodových oblastech, při náhodné změně tuhosti koleje a v případě tzv. „zavěšených pražců“ (fenomén, kdy daný pražec není v kontaktu s kolejovým ložem).

Výpočetní model byl vytvořen v prostředí programu LS-DYNA. Model simuluje kolej o třiceti pražcích s rozdělením 600 mm, idealizovanou kolejnicí UIC60, pražce délky 2,5m výšky 200 mm, USP tl. 20 mm a idealizovaným kolejovým ložem. Pro analýzu byla použita trojice různých USP s využitím níže uvedených parametrů (členění neodpovídá dělení dle aktuální legislativy)

- Tuhé USP, $E=1000\text{MPa}$, $C=3000\text{kN/mm}$
- Střední USP, $E=100\text{MPa}$, $C=400\text{kN/mm}$
- Měkké USP, $E=10\text{MPa}$, $C=50\text{kN/mm}$

Na základě numerické analýzy bylo zjištěno, že vliv tuhé USP má na celkové chování koleje malý vliv, což je přisuzováno volbou příliš tuhé podložky. Výsledky výpočtů s měkkými USP vykazují známky přílišné poddajnosti koleje a klesajícího významu kolejového lože (příliš měkké USP). Nejlepší výsledky byly dosaženy při použití středně tuhých USP. Středně tuhé USP vykazují dle autora nejlepších výsledků naskrz zkoumanými oblastmi.



Obrázek 2: Graf vývoje kontaktní síly v čase dle tuhosti USP, pod vybranými pražci [14]

Výše uvedený obrázek z kapitoly 8 popisované práce ilustruje vliv USP na distribuci zatížení (obdobný obrázek se nachází v závěru kapitoly 7). S klesající tuhostí USP dochází k redukcí hodnot sil přenášené pražci, zatímco se prodlužuje čas, kdy síla na pražec působí. Tento jev lze vysvětlit tak, že s klesající tuhostí USP dochází k aktivaci většího počtu pražců (podpor), což má za následek efektivnější redistribuci nápravových sil. Dle závěrů práce je možné předpokládat pozitivní efekt použití USP ve smyslu interakce vozidlo/kolej. Avšak pro dosažení dobrých výsledků musí být tuhost podložek vhodně zvolena.

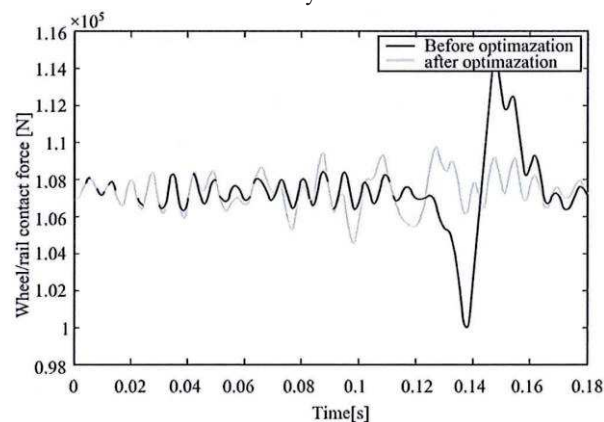
3.3. Použití podpražcových podložek na trati s proměnnou tuhostí

Další práce publikované univerzitou ze švédského Linköpingu [15] doplňuje informace provedené numerické analýze zaměřené na vyšetřování vlivu USP na konstrukce trati. Třetí a čtvrtá fáze byly popsány v předchozí kapitole.

První část studie se věnuje optimalizaci oblasti trati mezi úseky s rozdílnou tuhostí pomocí regulace tuhosti podloží. Tuhost modelovaného úseku koleje se mění z počátečních 45 kN/mm (měkký konec) na 90 kN/mm na druhém konci. Změna tuhosti probíhá na úseku o délce 15 pražců. Přechodová zóna byla rozdělena do úseků vždy o třech pražcích se stejnou tuhostí. Cílem optimalizace bylo stanovení ideálního vývoje tuhosti v přechodové oblasti a minimalizaci kontaktní síly kola / kolejnice.

Optimalizace byla provedena pro případy, kdy zatížení přechází z tuhé do měkké koleje a z měkké do tuhé koleje.

Výsledkem optimalizace je změna tuhosti, jejíž charakter je blízký lineárnímu průběhu. Kontaktní síla kola/kolejnice (pro jízdu z tuhé do měkké dráhy) je znázorněna na uvedeném obrázku. Oproti původním parametrům tratě došlo ke snížení maximálních hodnot kontaktní síly.

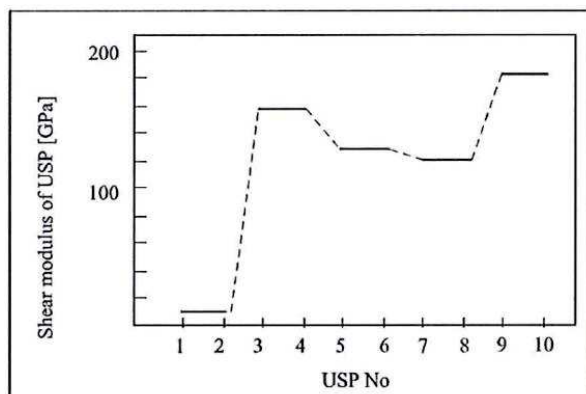


Obrázek 3: Kontaktní síla před a po optimalizaci tuhosti [15]

V druhé části studie byl obdobný model (menší délka) ve střední části (přechodová část) vybaven podpražcovými pod-

ložkami o tloušťce 20 mm. Oblast změny tuhosti byla rozdělena na úseky vždy po 2 prazcích se stejnými parametry USP. Jako optimalizační parametr byl zvolen smykový modul G materiálu USP.

Optimální hodnoty modulu pružnosti ve smyku materiálu USP jsou uvedeny na obrázku níže. Dvě další vyzkoušené distribuce tuhosti (bez optimalizace) měly pět tuhostí 10, 100, 125, 150 a 175 GPa, respektive 10, 150, 150, 150, 150 GPa. Bylo zjištěno, že tyto dvě distribuce tuhosti poskytly téměř stejný výsledek jako optimalizované rozložení. Obdobně jako v prvním případě došlo k redukci kontaktní síly (avšak v menším měřítku).



Obrázek 4: Optimalizace smykového modulu USP [15]

3.4. Analýza vlivu podpražcových podložek v přechodových oblastech vysokorychlostních tratí

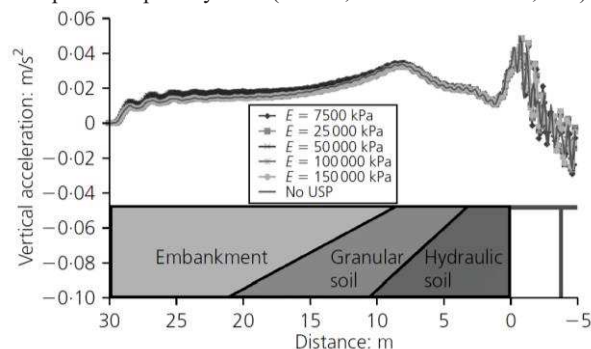
Článek [16] autorů ze španělských univerzit zkoumá vliv USP při použití v přechodových oblastech vysokorychlostních tratí. Přechodové oblasti jsou slabými články vysokorychlostních tratí. Vlivem náhlé změny tuhosti v těchto oblastech dochází ke změně dynamických parametrů tratě vedoucí k negativnímu ovlivnění komfortu cestujících, zhoršení vlastností tratě a dochází k růstu rizika vykojení.

Pro popis zkoumaného fenoménu byla provedena numerická analýza v programu LS-DYNA. Výpočetní model přechodové oblasti je tvořen 3D elementy zohledňující vlastnosti jednotlivých prvků tratí. Modelovaná trať se skládá z kolejnic UIC60, betonových prazců hmotnosti 300 kg, podpražcových podložek, kolejového lože tloušťky 35 cm a sestavy vrstev přechodové oblasti odpovídající španělským zvyklostem. Proměnnou v rámci analýzy byla tuhost USP. Přínos USP byl vyhodnocen z hlediska statických deformací i dynamické odezvy (svislé zrychlení).

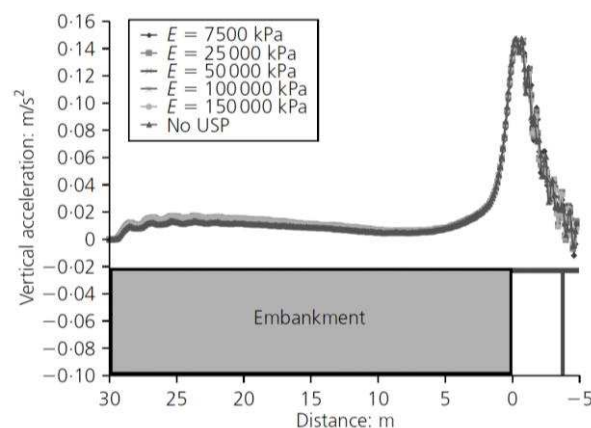
Prezentované výsledky numerické analýzy lze shrnout v rámci výše uvedených obrázků. Obrázky graficky znázorňují hodnoty svislých zrychlení kolejového vozidla v závislosti na vzdálenosti vůči opěře mostu pro případ klasické konstrukce přechodové oblasti a pro případ opěry přímo navazující na standardní konstrukci tratě. V obou případech byly ve výpočtu uvažovány různé vlastnosti USP, včetně stavu bez jejího použití.

Dle prezentovaných výsledků vyplývá, že použití USP v přechodových oblastech nemá zásadní vliv na deformaci a napětí pod úrovní kolejového lože. Na základě výsledků dynamické

odezvy koleje autoři nedoporučují nahrazení standardní konstrukce přechodové oblasti pouze pomocí USP, protože nedochází k dostatečnému vyhlazení křivky vertikálního zrychlení v předmostí. Nicméně použití USP jako prvku doplňující konstrukci přechodové oblasti je vhodným řešením s ohledem na další pozitivní přínosy USP (údržba, distribuce zatížení, atd.).



Obrázek 5: Svislé zrychlení vlaku při běžné konstrukci přechodové oblasti [16]

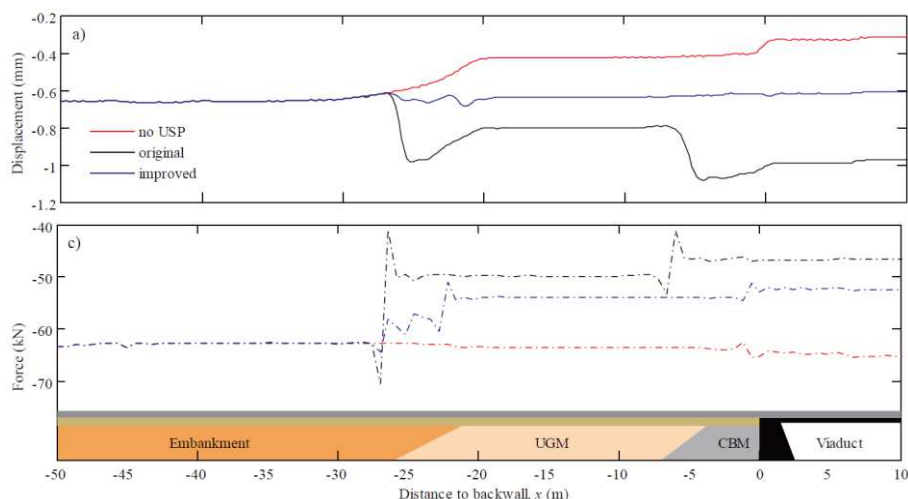


Obrázek 6: Svislé zrychlení vlaku bez konstrukce přechodové oblasti [16]

3.5. Numerické situace pro zlepšení použití podpražcových podložek v přechodových oblastech mostů

Tato případová studie [17] je přechodová zóna na severním přístupu k viaduktu São Martinho. V této přechodové zóně bylo instalováno celkem 84 prazců s USP pomocí dvou typů USP (rozdílné tuhosti).

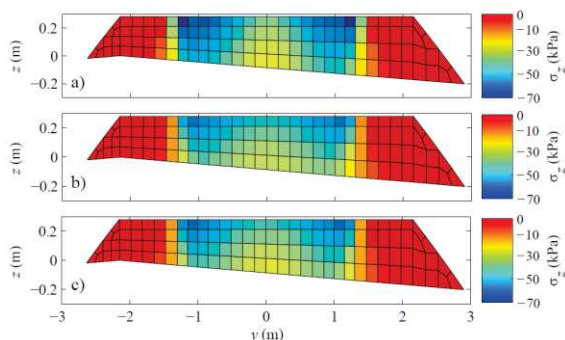
Pro lepší pochopení vlivu USP použili autoři trojrozměrný nelineární numerický analytický nástroj – Pegasus. Proces kalibrace modelu spočíval v úpravě vlastností materiálů náspu a komponentů kolejnice tak, aby dynamická odezva koleje odpovídala získaným výsledkům v terénu. V tomto validačním procesu autoři zjistili, že je nutné upravit vertikální tuhost obou typů USP. Autoři se rozhodli upravit vlastnosti USP, nikoli vlastnosti materiálů náspu. Kalibrací byla získána shoda mezi numerickými a experimentálními vertikálními posuvy i zrychlení prazců v měřicích úsecích. Autoři se dále rozhodli o provedení optimalizace pomocí zavedení více typů USP. Vylepšená konfigurace obsahuje 4 typy USP. Posledním srovnávaným stavem je konfigurace přechodové oblasti bez použití USP.



Obrázek 7: Srovnání deformace a kontaktní síly v koleji [17]

Na grafu je patrné srovnání jednotlivých konfigurací přechodové oblasti. Vylepšená konfigurace má nejlepší průběh deformace koleje. Původní konfigurace naopak dosahuje nejhoršího výsledku při redukci kontaktní síly pražec/lože.

Dále byla provedena analýza napětí v konstrukci lože, jejíž výsledky jsou uvedeny na obrázku níže. Skutečná konfigurace a vylepšený design snížily špičková vertikální napětí ve vrstvě šterku asi o 15–20 %.



Obrázek 8: Rozložení napětí v kolejovém loži [17]

Hlavním důvodem pro instalaci USP v přechodových zónách je snížení kontaktních sil mezi pražcem a šterkem, s cílem snížit degradaci šterku, tedy rozdílné sedání v dlouhodobém horizontu.

3.6. Výzkum vlivu USP na dynamickou odezvu železničních mostů

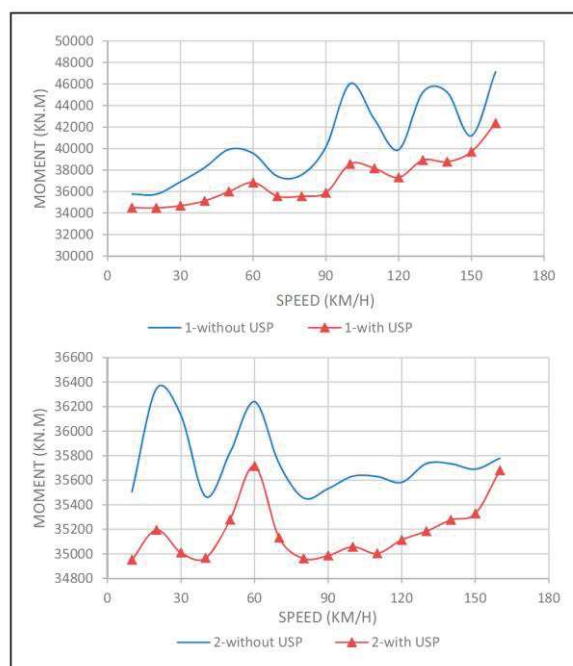
Článek [18] publikovaný v roce 2018 univerzitou v Teheránu pojednává o vlivu USP na dynamickou odezvu železničních mostů. Pro analýzu byl vybrán stávající most v severní provincii Íránu. Jedná se o konstrukci o dvou polích se světlostí 7,0 m, sestávající se z železobetonové desky šířky 4,5 m vyztužené I profily. Kolej na mostě je tvořena kolejnicemi UIC60, betonovými pražci se vzdáleností 60 cm a kolejovým roštem tloušťky 35 cm.

Pro vybraný most byl zhotoven numerický model, jehož funkce byla ověřena experimentem na skutečné konstrukci (průjezd skutečného vlaku ve spektru předepsaných rychlostí). Do kalibrovaného modelu byl následně zaveden prvek USP (s

tuhostí 11 700 N/mm), pro který byl vyšetřován jeho vliv. Na základě provedené numerické analýzy by vložením daných USP do konstrukce koleje došlo k následujícím změnám v chování konstrukce.

- Snížení amplitudy kmitání konstrukce až o 58%
- Snížení svislé deformace středu pole až o 15%
- Snížení hodnoty ohybových momentů až o 16%

Níže přiložený obrázek graficky znázorňuje vliv USP na hodnotu ohybových momentů nosné konstrukce pro vyšetřované spektrum rychlostí vlaku.



Obrázek 9: Graf ohybového momentu ve středu rozpětí daného experimentu [18]

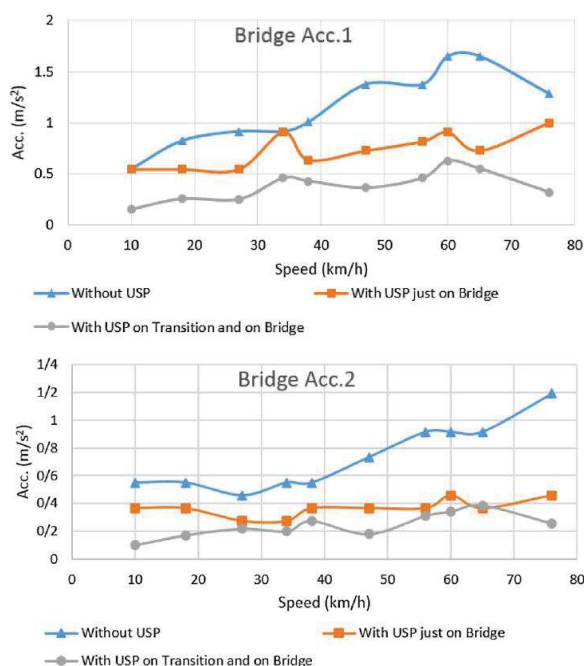
Prezentovaná numerická analýza dle autora prokazuje pozitivní vliv použití USP na dané konstrukci vůči danému zatížení, při daném spektru rychlostí (do 160 km/h). Dalším přínosem článku je popis způsobu modelování konstrukce želez-

ničního svršku na mostě, zavedení prvku USP a odladění numerického modelu pomocí in-situ experimentu (způsoby a prvky měření).

3.7. Měření efektu podpražcových podložek v přechodové oblasti mostu

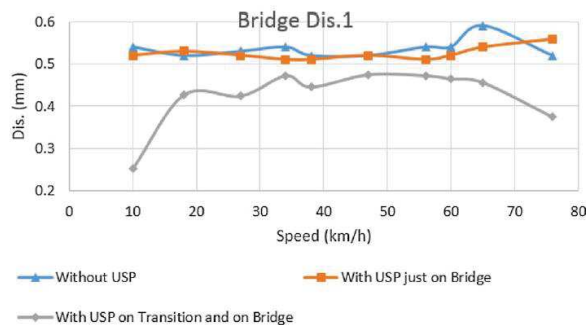
Tento článek [19] Teheránské univerzity popisuje další etapu výzkumu popisovaném v předchozí kapitole [1]. Byly provedeny reálné experimenty ve 3 etapách. První sloužila k získání dat stávajícího stavu mostu (viz kap. 3.6). Druhé měření probíhalo při použití USP pouze na mostě. V poslední etapě byly USP osazeny i v rámci přechodových oblastí. V rámci experimentu byl zkušební úsek projížděn dieselovou lokomotivou a měřeny zrychlení a deformace vybraných konstrukčních prvků koleje a mostu. Tato studie byla provedena za účelem posouzení účinků použití podložek pod pražce (USP) v přechodové zóně z běžné šterkové trati na železniční mosty.

Při instalaci USP v přechodové zóně se průměrná změna maximálního zrychlení kolejnice snížila o 35 % při různých zaznamenaných rychlostech ve srovnání se situací bez USP. Toto snížení bylo o 4 % ve srovnání s případem, kdy byl USP použit pouze na mostní části. Na níže přiložených grafech jsou uvedeny hodnoty svislých zrychlení středu rozpětí jednotlivých polí mostu.



Obrázek 10: Svislé zrychlení mostovky v obou polích [19]

Je zcela zřejmé, že použití USP v přechodové zóně snižuje zrychlení při všech rychlostech v okamžiku vjezdu vlaku na most, což snižuje dopad zatížení na most. Ve druhém poli jsme také zaznamenali pokles zrychlení na mostovce v důsledku použití USP v přechodové zóně. Instalaci USP v přechodové zóně se snížilo průměrné maximální zrychlení mostovky o 66 % ve srovnání se situací bez USP a o 48 % ve srovnání se situací, kdy byl USP instalován pouze na mostním úseku.



Obrázek 11: Svislá deformace prvního pole [19]

Porovnání deformací mostovky bylo provedeno v prvním poli (viz obrázek níže). Došlo ke snížení hodnot posunů po instalaci USP v přechodové zóně ve srovnání se dvěma dalšími stavy. Důvodem tohoto snížení může být lepší rozložení zatížení v loži v důsledku přítomnosti USP a snížení dopadu na most v okamžiku příjezdu.

3.8. Analýza dlouhodobého chování mostu na základě krátkodobé odezvy

Tento článek [20] se věnuje studiu dynamické odezvy pomocí modelu konečných prvků kalibrovaném dle měření stávajícího mostu. Jsou zkoumány a porovnávány účinky rychlosti vlaku, různých typů podloží a podložek pod pražce (USP).

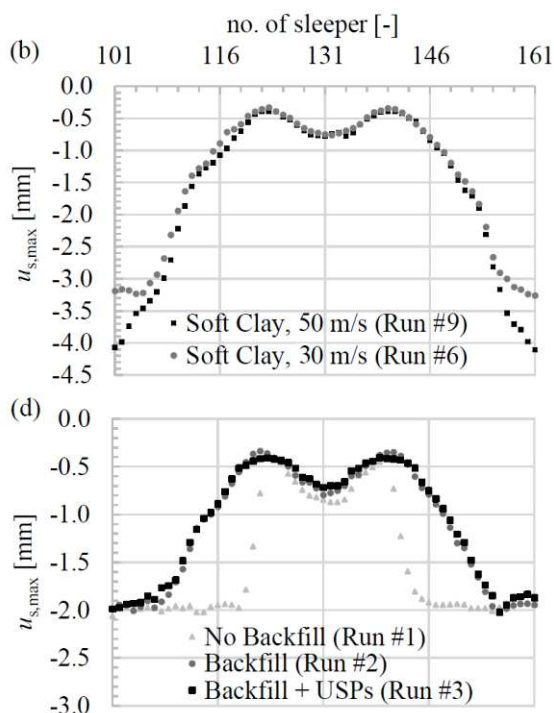
První část numerické studie zkoumala chování přechodové oblasti dle skutečného řešení (řízení tuhosti zásypu pomocí klínů zeminy s různými parametry + přechodová deska), vliv přidání podpražcových podložek (k zamýšlenému řešení) a případ, kdy by přechodová oblast mostu nebyla řešena. Druhá část zkoumala dynamické chování mostního přiblížení s různými podkladovými materiály a rychlostmi vlaků.

První obrázek znázorňuje maximální deformace koleje (pražců) pro různé rychlosti vlaku a jednotlivá řešení přechodové oblasti. Druhý obrázek ukazuje grafy pro různé podkladové materiály a rychlosti vlaků 30 m·s⁻¹ a 50 m·s⁻¹.

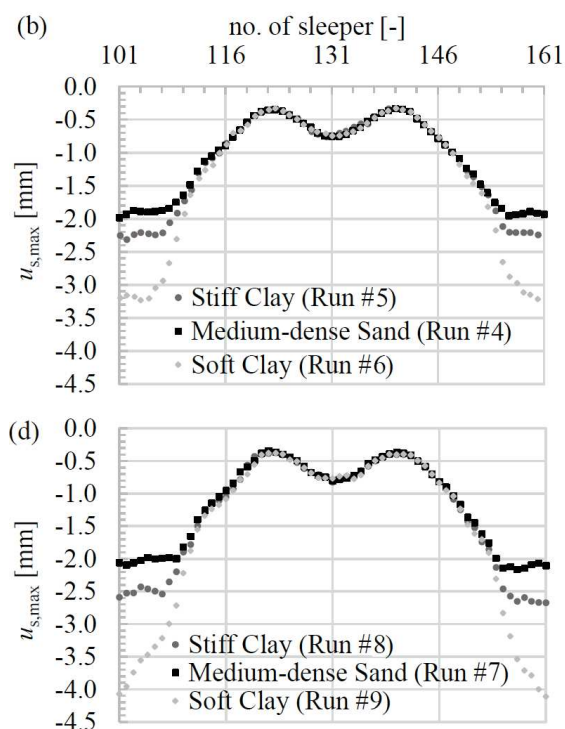
Dle grafů vlaky s vyšší rychlostí způsobují větší deformace (dynamické zatížení). Se zvyšující se rychlostí, dochází k většímu zatížení oblasti, zejména když je podkladový materiál relativně měkký. Materiál podkladu výrazně ovlivňuje odezvu železniční trati, přičemž měkký materiál vede k podstatně většímu maximálnímu vertikálnímu posunu pražců.

Při nízké tuhosti podloží a vysoké rychlosti je přítomen dvojitý škodlivý účinek: zvýšení přechodných průhybů pražců v důsledku snížené tuhosti podpěry a zesílení dynamického zatížení vyplývajícího z vyšších rychlostí vlaků.

Bez přechodového řešení je změna maximálního tlaku pražce-zátěž a vertikální přechodové posunutí pražce náhlá na mostní opěře. Klínovitý zásyp a nájezdová deska zmírňují problémy tím, že vyhlazují změny v tuhosti podpory poskytované železniční trati alespoň v analyzovaném idealizovaném scénáři. Přidání USP do přechodové zóny výrazně nezměnilo deformace a dynamické chování stopy, avšak snížilo kontaktní napětí (pražec lože) v běžné trati.



Obrázek 12: Průběh deformací koleje dle rychlosti a dle typu úpravy [20]



Obrázek 13: Průběh deformací koleje dle podloží při daných rychlostech [20]

Výsledky krátkodobé simulace lze dle autora článku použít k odhadu dlouhodobého chování pomocí rovnice sedání, která souvisí s výstupy modelování (zatížení, sedání nebo napětí mezi sousedními pražci) a počtu cyklů. V ideálním případě by bylo vždy implementováno dlouhodobé modelování, avšak tento postup je náročný na výpočetní techniku. Sestavením hodnot pro parametry rovnice sedání, je možné odhadnout

změnu rychlosti sedání šterku mezi sousedními pražci a tím i vývoj rozdílového sedání.

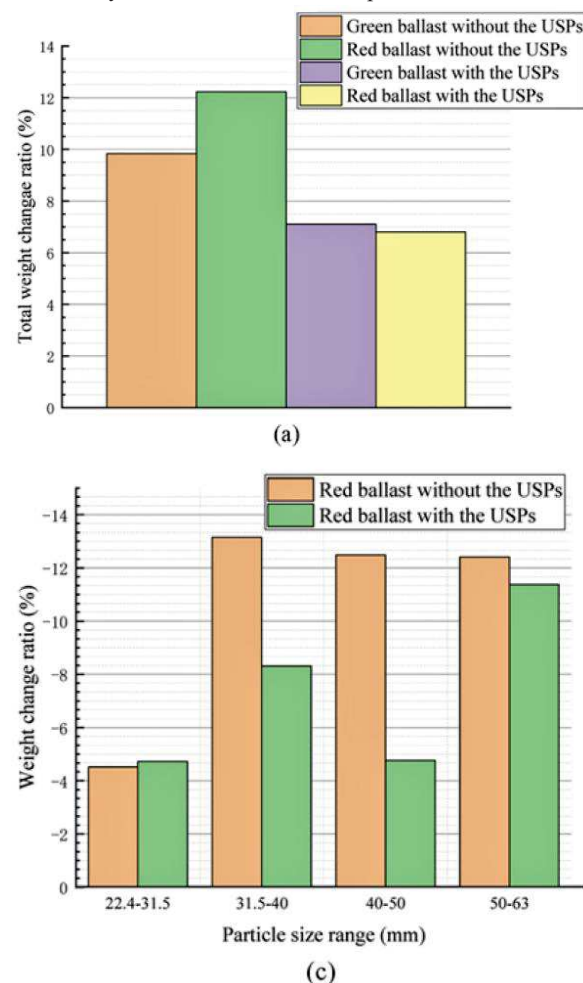
3.9. Mechanické vlastnosti kolejového lože s a bez použití USP

Je již známo, že sedání trati je významně ovlivněno degradací šterku. USP pomáhají snižovat degradaci šterku hlavně tím, že zabráňují rozbití částice šterku na rozhraní pražce a šterku a mohou zvýšit rozložení napětí v podélném směru.

Kvůli složitým polním podmínkám není snadné vyvolat stejné testovací konfigurace, zrychlení lože není snadné měřit a degradaci lože je obtížné vyhodnotit. Tato omezení mohou vést k určitým rozdíům ve výsledcích. Autoři tohoto příspěvku [21] se rozhodli pro laboratorní test chování a degradace kolejového lože pod cyklickým zatížením.

Experiment byl proveden na polovině pražce umístěného ve vaně se třemi stěnami, vyplněné kamenivem simulující kolejové lože. Testovací vzorek byl osazen sadou tlakových senzorů, senzorů pohybu, akcelerometry a papírem citlivým na tlak. Použitá zrna kolejového lože byly natřeny různými barvami, v jednotlivých vrstvách, aby bylo možné je odlišit a snadněji vyhodnotit degradaci balastu v různých vrstvách.

Experiment byl proveden pro pražec bez USP a pražec s středně tuhým USP. Po kalibraci měřidel bylo aplikováno $100 \cdot 10^4$ cyklů zatížení silou 125 kN při frekvenci 8 Hz.



Obrázek 14: Procentuální ztráta hmotnosti kolejového lože [21]

Obrázek výše ukazuje srovnání celkové ztráty hmotnosti v procentech dvou vrstev balastního lože s a bez USP. Z obrázku je vidět, že použití USP může snížit ztrátu hmotnosti lože (zejména v oblasti přímo pod pražcem – červená oblast).

Další závěry popisovaného výzkumu jsou následující.

- Kontaktní plochy pražce-lože se měří sečtením ploch ok na papíru citlivém na tlak. Výsledky ukazují, že kontaktní plocha s USP se zvětší více než 5krát oproti stavu bez USP.
- Kolejové lože s USP má nižší statickou tuhost lože než to bez USP. Tuhost statického lože s USP se však po cyklickém zatížení mírně zvyšuje, zatímco tuhost statického balastního lože bez USP po cyklickém zatížení klesá.
- Aplikace USP pomáhá snížit trvalé sedání, vertikální napětí lože s a bez USP jsou však po zhutnění téměř stejná.
- Využití USP zvyšuje zrychlení pražce a šterkové lože, ale snižuje degradaci zátěže.

4. SHRUTÍ PROBLEMATIKY USP

4.1. Shrnutí aktuálních poznatků o USP

Dle dokumentu IRS 70713-1 [6] a „Manuálu VRT“ [11] se předpokládá osazení podpražcové podložky v síti VRT. USP je prvek z elastického materiálu (tloušťky do 20 mm) osazený na kontaktní ploše pražce, která se do konstrukce koleje vkládá pro dosažení lepších vlastností v určitých ohledech.

Standardní účely, které tyto prvky plní jsou následující:

- Redukce vibrací
- Úprava dynamických vlastností tratě
- Úprava tuhosti podloží (přechodové oblasti)
- Náhrada kolejového lože (snížení tloušťky)
- Ochrana konstrukce / prodloužení životnosti prvku

Vložením prvků USP a UBM do kolejového lože dochází ke zvýšení kontaktní plochy mezi ložem a daným konstrukčním prvkem, což má za následek snížení kontaktního napětí a prodloužení životnosti. Dalším benefitem použití USP je aktivace většího množství pražcových podpor pod projíždějící nápravou kolejového vozidla vedoucí k redistribuci zatížení. Osazením tohoto prvku zároveň dochází o ovlivnění tuhostních a dynamických vlastností konstrukce koleje.

Konkrétními pozitivními účinky použití USP dle Lakušik [13] jsou:

- Redukce zatížení distribuovaná pražcem do železničního spodku (až 30 %)
- Redukce namáhání kolejnice a pražce vlivem přerozdělení zatížení (až 40 %)
- Zvýšení příčného odporu koleje vlivem zlepšení vlastností kontaktní plochy (až 9 %)
- Zvýšení pružnosti koleje
- Pozitivní dopad na geometrii koleje (trvanlivost)
- Prodloužení cyklů údržby
- Zvýšení komfortu cestujících
- Redukce přenášených vibrací (až 30 %)
- Redukce tloušťky kolejového lože (až 10 cm)

Pro stanovení vlastností samotné USP nebo pražců s USP slouží norma ČSN EN 16730 [1] (totožný účel pro UBM plní ČSN EN 17 282 [2]). Uvedené normy definují způsob zkoušení, vyhodnocení a popisu fyzikálních vlastností elastických prvků upravující tuhost koleje, avšak nepředkládají způsob návrhu pro stanovení požadovaných parametrů.

Podle směrnice IRS 70713-1 [6] a metodického pokynu SŽ [12] dělíme podpražcové podložky do čtyř skupin, na základě hodnoty statické plošné tuhosti C_{stat} [N/mm³] (základní fyzikální parametr).

• Tuhé	0,25-0,45 N/mm ³
• Střední	0,15-0,25 N/mm ³
• Měkké	0,08-0,15 N/mm ³
• Velmi měkké	do 0,08 N/mm ³

Z pohledu návrhu USP, resp. stanovení požadovaných vlastností pro docílení předpokládaných účinků USP, je hlavním přínosem znění metodického pokynu [12] a směrnice UIC [6]. Uvedené dokumenty explicitně nestanovují numerický postup návrhu, ale předkládají soubor doporučení sloužící k volbě vhodné tuhosti USP. Dle metodického pokynu je za stanovení požadovaných vlastností zodpovědný provozovatel trati. Výpočty a modely zajišťuje projektant na základě schválených typových řešení či konzultace se specializovaným pracovištěm.

Níže je uveden zjednodušený výčet doporučení pro navrhování USP dle metodického pokynu [12]:

- Použití USP nesmí být kombinováno s dalším opatřením pro zvýšení pružnosti v konstrukci železničního svršku a není vhodné kombinovat s opatřeními železničního spodku (UBM)
- Pro běžné tratě s rychlostí nad 200 km/h se standardně použijí tuhé USP.
- Při návrhu tuhých USP se nezpracovává výpočet odezvy kolejového roštu
- Při nahrazování tloušťky kolejového lože pomocí USP musí být docíleno shodné tuhosti koleje jako v případě plné tloušťky kolejového lože (min. tl. koleje pro podbití je 200 mm)
- Při požadavku na snížení vibrací a v dalších specifických případech se navrhuje USP střední nebo měkké (definuje projektant). Řešení musí splňovat požadavky interakce se skladbou kolejového roštu.
- Zvláštní pozornost je nutné věnovat úsekům používající sestavu upevnění s odlišnou tuhostí.
- Při nevhodném použití USP s nižší pevností může dojít k nežádoucím vlivům na dynamické chování koleje.
- Pokud nejsou zvláštní důvody, zřizuje se celý úsek trati s USP stejné tuhosti.
- Při použití USP v kombinaci s pražcovými kotvami se volí tuhé USP.
- Není nutné zřizovat přechodovou oblast v případě přechodu běžné konstrukce koleje na kolej využívající tuhé USP. V ostatních případech se návrh provádí pro splnění kritéria vzájemného rozdílu průhybu mezi sousedními skladbami o hodnotě 0,5mm.

Níže uvedený obrázek ze směrnice IRS 70713-1 [6] graficky znázorňuje, pro jaký typ řešeného problému je vhodná konkrétní USP (dle statické tuhosti).

USP fields of application	USP type		
	Soft	Medium	Stiff
Improvement of track quality (point 1.3)			
S&C (point 1.3)			
Transition zones (point 1.4)			
Zones with reduced ballast thickness (point 1.5)			
Reduction of long-pitch corrugation (point 1.6)			
Reduction of ground-borne vibrations (point 1.7)			

Obrázek 6: Volba vlastností USP dle záměru použití [6]

Možným přínosem USP je dle metodického pokynu [12] aplikace v přechodové oblasti za účelem vytvoření plynulého přechodu tuhosti mezi železničním tělesem a konstrukcí mostu. USP mohou přispět ke zmírnění častých negativních účinků spojených s přechodovými zónami [17]. Této problematice se dále věnují články [15], [16], [19] a [20]. Mezi jednotlivými výzkumy jsou rozpory v účinnosti, avšak obecný závěr je, že je možné funkci konstrukce přechodové oblasti pomoci prvků USP vylepšit.

Výsledky pak ukazují, že při instalaci USP v přechodových zónách je vyžadován pečlivý návrh, aby dostavily očekávané benefity a naopak minimalizovali nežádoucí jevy.

Norma ČSN EN 1991-2 [4] předpokládá roznos zatížení na trojici sousedících kolejových podpor v poměru 1:2:1. Na základě výsledků analýz prací [14] a [18] dochází při použití USP k aktivaci většího množství prachů, což vede k efektivnějšímu přerozdělení účinků zatížení. Při aktivaci více prachů zároveň dochází k prodloužení času, kdy nápravná síla na prachec působí [14]. S klesající tuhostí USP účinky tohoto fenoménu rostou.

4.2. USP z pohledu dynamické analýzy

Použitím USP dochází k ovlivnění charakteristik tratě (změna tuhosti), vlastní frekvenci konstrukce (distribuce zatížení, útlum) a z toho důvodu by při provádění dynamické analýzy měli být zohledněny.

Ze stejného důvodu by při dynamické analýze konstrukce měl být zohledněn i vliv kolejové lože, které se na redukci dynamických účinků a přerozdělení zatížení také podílí (viz výsledky Lakušik [13]). Vhodná idealizace šterku kolejového lože a jeho zavedení do výpočtů je složité a přináší řadu otázek. Hodnoty dynamických parametrů kolejového lože pro zohlednění do dynamické analýzy nebyly nalezeny v žádném z dosud zkoumaných materiálů (na legislativní úrovni).

Kombinace s dalšími elastickými prvky tratě (měkké kolejnicové podložky, matrace pod kolejovým ložem) se bez detailního ověření jejich spolupůsobení nedoporučují [7]. Skládání účinků těchto prvků neprobíhá v rovině superpozice, ale jedná se o komplexní problematiku, která se projevuje ve statické i dynamickém chování konstrukce. V tuto chvíli je dle zdrojů [6] a [12] možné kombinovat pouze tuhé USP podložky s prvky UBM určité tuhosti (tuhá USP tvoří další pružinu v dynamické soustavě, avšak s malým dopadem na odezvu).

Nevhodnou volbou USP může vést k nežádoucímu ovlivnění vlastní frekvence konstrukce, zvýšení hodnot deformací koleje, v krajním případě k destabilizaci tratě. Nesprávným ovlivněním tuhosti koleje hrozí riziko nadměrných deformací

koleje z toho plynoucí diskomfort cestujících a zvyšující se riziko vykoľežení.

Dle směrnice IRS 70713-1 [6] jsou v tuto chvíli znalosti problematiky použití podpražcových podložek s ohledem na dynamickou odezvu mostní konstrukce limitované a výzkumné práce na objasnění jejich dopadu stále probíhají.

5. ZÁVĚR

V rámci příspěvku je nejprve shrnuta problematika podpražcových podložek z pohledu doporučení stávající legislativy (závazných předpisů Správy železnic a doporučení Mezinárodní železniční unie). V druhé části příspěvku je pozornost věnována vybraným publikacím shrnující poznatky výzkumných prací. V závěrečné části jsou shrnuty poznatky z hlediska návrhu, funkce a benefitů podpražcových podložek společně s možnými dopady na dynamickou odezvu konstrukce.

Podpražcové podložky mají řadu pozitivních přínosů kdy se jedná zejména o zefektivnění distribuce zatížení a redukce dynamických účinků. Naproti tomu existují i negativa, kdy volbou nevhodných parametrů podložky dochází ke zvýšení deformací a zhoršení vlastností spojených se stabilitou koleje.

Hlavním úskalím při zohlednění vlivu podpražcových podložek je chybějící metodika vedoucí k jejich návrhu a nejednoznačné závěry dosavadních výzkumů.

V tuto chvíli jsou dostupné předpisy vyžadující použití podpražcových podložek (např. ve VRT tratích), existují normy pro zkoušení a vyhodnocování jejich vlastností, ale chybí předpis stanovující postup pro návrh nebo zohlednění těchto prvků. Dle znění směrnice UIC IRS 70713-1 [6] není v tuto chvíli dostatek podkladů pro finální stanovisko a je doporučeno další zkoumání této technologie v souvislosti na chování BK nebo dynamickou odezvu konstrukce.

V rámci budoucího výzkumu bude podrobněji zkoumána problematika podpražcových podložek a vlivu na chování železničních mostů. Hlavním směrem výzkumu bude objasnění vlivu dílčích podpražcových podložek, dle vlastností, na interakci bezстыkové koleje s mostem, dopady na přechodovou oblast a dopad na přerozdělení zatížení v rámci železničního svršku.

Reference

- [1] ČSN EN 16730 - Železniční aplikace - Kolej – Betonové příčné a výhybkové pražce s podpražcovými podložkami, Praha: UNMZ, 2017
- [2] ČSN EN 17282 - Železniční aplikace – Infrastruktura – Rohože pod šterkovým ložem, Praha: UNMZ, 2021
- [3] ČSN EN 1990 ed. 2 (ČSN 73 0002): Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. Ed. 2. Praha: ČNI, 2021.
- [4] ČSN EN 1991-2 ed. 2 (ČSN 73 6203): Eurokód: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou. Ed. 2. Praha: ČNI, 2018.
- [5] IRS 60680 Design of a high speed railway - Infrastructure, 1st edition, Paris – France: UIC, April 2022, ISBN 978-2-7461-3154-5

- [6] *IRS 70713-1 Railway Application - Track and structure - „Under Sleeper Pads(USP) - Recommendations for Use“*, 1st edition, Paris – France: UIC, April 2018, ISBN 978-2-7461-2697-8
- [7] *IRS 70719-1 Way and Works - Track and Structure - Recommendations for the use of Under Ballast Mats (UBM)*, 1st edition, Paris – France: UIC, August 2022, ISBN 978-2-7461-3198-9
- [8] *UIC Code 720 Laying and Maintenance of CWR Track*, 2nd edition, Paris – France: UIC, March 2005, ISBN 2-7461-0527-6
- [9] *UIC Code 774-3 R Track/bridge Interaction - Recommendations for calculations*, 2nd edition, Paris – France: UIC, October 2001, ISBN 2-7461-0257-9
- [10] *SŽDC S3 Železniční svršek*, Praha, SŽ, 2020
- [11] *Manuál pro projektování VRT ve stupni DÚR*. Praha, 2020.
- [12] *SŽ MP Metodický pokyn pro navrhování pražců s podpražcovými podložkami do konstrukce kolejí, výhybek a výhybkových konstrukcí*, Praha, SŽ, 2020
- [13] Lakušik S, Ahac M and Haladin I. Experimental investigation of railway track with under sleeper pad. In.: *10th Slovenian Road and Transportation Congress*, Portorož, Slovinsko, říjen 2010.
- [14] Witt S, *Influence of under sleeper pads on railway track dynamics*. Linköping University, Švédsko, 2008
- [15] Tore L E Dahlberg, On the Use of Under-Sleeper Pads in Tracks with Varying Track Stiffness. In *9th International Heavy Haul Conference*, Linköping University, Švédsko, 2009
- [16] Insa R, Salvador P, Inarejos J and Medina L. Analysis of the performance of under-sleeper pads in high-speed line transition zones. In.: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Transport* [online]. 2014, ISSN 0965-092X. Dostupné z: <https://doi.org/10.1680/tran.11.00033>
- [17] Paixão A, Varandas JN, Fortunato E, Calçada R (2018) Numerical simulations to improve the use of under sleeper pads at transition zones to railway bridges. *Engineering Structures* 164:169-182, DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.03.005
- [18] Mottahed J, Zakeri JA, Mohammadzadeh S. Field and numerical investigation of the effect of under-sleeper pads on the dynamic behavior of railway bridges. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*. 2018;232(8):2126-2137. doi:[10.1177/0954409718764027](https://doi.org/10.1177/0954409718764027)
- [19] MOTTAHED, Jaber; ZAKERI, Jabbar Ali a MOHAMMADZADEH, Saeed. A Field Investigation on the Effects of Using USPs in Transition Zone From Ballasted Track to Bridges. Online. *International Journal of Civil Engineering*. 2019, roč. 17, č. 9, s. 1421-1431. ISSN 1735-0522. Dostupné z: <https://doi.org/10.1007/s40999-019-00440-3>.
- [20] Ognibene, Giacomo & Powrie, William & Le Pen, Louis & Harkness, John. Analysis of a Bridge Approach: Long-Term Behaviour From Short-Term Response. In *15th Railway Engineering Conference*, Edinburgh, 2019
- [21] GUO, Yunlong; WANG, Jianxi; MARKINE, Valeri a JING, Guoqing. Ballast Mechanical Performance with and without Under Sleeper Pads. Online. *KSCE Journal of Civil Engineering*. 2020, roč. 24, č. 11, s. 3202-3217. ISSN 1226-7988. Dostupné z: <https://doi.org/10.1007/s12205-020-2043-5>
- [22] Vrba, Pavel. Rešerše problematiky podpražcových podložek pro zefektivnění návrhu železničních mostů. In: *Proceedings of PhD Workshop, Department of Concrete and Masonry Structures 2023. Praha: CTU FCE. Department of Concrete and Masonry Structures, 2023. ISBN 978-80-01-07137-3.*