

ZDRUŽENIE PRE SANÁCIU BETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ pri SZSI

a

Katedra betónových konštrukcií a mostov SvF STU

11. seminár

SANÁCIA BETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ

Kongresové centrum SAV, zámok Smolenice,

5. - 6. december 2019

SPEKTRUM
STU



Spoločný partner

pre revízie, sanácie a opravy
priemyselných komínov
a iných výškových konštrukcií
zo železobetónu alebo ocele



Úspešná práca povznáša,
predovšetkým zákazníkov,
potom dodávateľa!

VERTICAL INDUSTRIAL, a.s.

VERTICAL INDUSTRIAL, a.s.
Líšcie Nivy 15, SK 821 08 Bratislava
tel.: 00421/02/682 060 17
fax 00421/02/682 060 19
e-mail: vertical@vertical.sk

www.vertical.sk



**ZDRUŽENIE PRE SANÁCIU BETÓNOVÝCH
KONŠTRUKCIÍ pri SZSI
a
Katedra betónových konštrukcií a mostov SvF STU**

Zborník príspevkov z 11. seminára

**SANÁCIA BETÓNOVÝCH
KONŠTRUKCIÍ**

Kongresové centrum SAV,

**5. - 6. december 2019
SMOLENICE**

**© Združenie pre sanáciu betónových konštrukcií
pri SZSI v Bratislave**

**a
Stavebná fakulta STU, Katedra betónových
konštrukcií a mostov**

ISBN 978-80-227-4973-2

Obsah:**str.***Sekcia 1****Chyby a poruchy betónových a murovaných konštrukcií*** 7

Juraj Bilčík, Július Šoltész
ANALÝZA PORÚCH STIEN BETÓNOVÝCH SÍL OD ENVIRONMENTÁLNEHO A
PREVÁDZKOVÉHO ZATÁŽENIA 9

Lýdia Matiašková, Július Šoltész
ANALÝZA PORÚCH STIEN CEMENTOVÝCH SÍL OD TEPLOTNÝCH ÚČINKOV 13

Leonard Hobst, Petr Cirkle
PORUCHY BALKONŮ PANELOVÝCH DOMŮ 19

Lucia Majtánová, Viktor Borzovič, Peter Paulík, Jakub Gašpárek
PORUCHY A PASPORTIZÁCIA ŽELEZOBETÓNOVÝCH MONTOVANÝCH
PRIEMYSELNÝCH HÁL 25

Miloš Zich, Jiří Strnad
MONTÁŽ TRIBUNOVÉHO PANELU – UVOLNĚNÍ ZE ZAVĚŠENÍ 31

Juraj Bilčík, Vladimír Benko
AGRESIVITA PROSTREDIA POJAZDNÝCH PLÔCH GARÁŽÍ A MOŽNOSTI
PREDĽŽENIE ICH ŽIVOTNOSTI 37

*Sekcia 2****Diagnostika a skúšanie betónových a murovaných konštrukcií*** 41

Peter Kyselica, Patrik Ševčík
DIAGNOSIKA BETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ – METÓDY A SKÚSENOSTI 43

Peter Havlíček, Peter Paulík, Ľuboš Hruštinec, Jakub Gašpárek
DIAGNOSTIKA A NÁVRH SANÁCIE OŽĎANSKÉHO TUNELA 49

Ivan Hollý, Juraj Bilčík
DIAGNOSTIKA A NÁVRH REKONŠTRUKCIE PLAVECKÉHO BAZÉNA 55

Peter Koteš, Miroslav Brodňan, Matúš Farbák, Jozef Jošt, Stanislav Řeháček
POSÚDENIE AKTUÁLNEHO STAVU TRIBÚNY ZÁVODISKA BRATISLAVA 61

Peter Paulík, Jakub Gašpárek, Peter Havlíček
POZNATKY Z DIAGNOSTIKY ŽELEZNIČNÝCH MOSTOV NA TRATIACH RIMAVSKÁ
SOBOTA - POLTÁR A PIEŠŤANY – VRBOVÉ 67

Peter Koteš, Miroslav Strieška, Ondrej Krídla, Stanislav Řeháček DIAGNOSTIKA A PREPOČET PREFABRIKOVANEJ PREDPÁTEJ MOSTNEJ KONŠTRUKCIE Z NOSNÍKOV TYPU KA-93	75
---	----

Sekcia 3

<i>Materiály na sanáciu</i>	81
------------------------------------	----

Branislav Barčík DOSTAVBA 3. A. 4. BLOKU JADROVEJ ELEKTRÁRNE MOCHOVCE – OSADZOVANIE KOTVIACICH BODOV	83
--	----

František Gírgle, Vojtěch Kostihá, Ondřej Januš, Pavel Šulák, Ivana Švaříčková, Petr Štěpánek EXPERIMENTÁLNÍ STANOVENÍ ÚNOSNOSTI GFRP VÝZTUŽE PŘI SOUBĚŽNÉM NAMÁHÁNÍ TAHOVOU A SMYKOVOU SILOU	89
--	----

Sekcia 4

<i>Technologické postupy sanácie</i>	95
---	----

Andrej Bartók RENOVÁCIA BALKÓNOV A OBVODOVÝCH KONŠTRUKCIÍ FMFI UK V BRATISLAVE	97
--	----

Vladimír Piták, Peter Vyšlan, Ľubomír Macura SANÁCIA KAMENNÝCH KLENBOVÝCH ŽELEZNIČNÝCH MOSTOV	103
--	-----

Sergej Priganc NEOBVYKLÉ SANÁCIE MUROVANÝCH KONŠTRUKCIÍ	109
--	-----

Ladislav Tausinger, Július Bozsik, Róbert Černaj REKONŠTRUKCIA OBJEKTU NA ŠTEFÁNIKOVEJ UL. Č. 1 V BRATISLAVE	115
---	-----

Jozef Závacký, Jakub Závacký KOMPLEXNÁ REKONŠTRUKCIA PORUŠENEJ NADCHODKY V PÚCHOVE – POTRUBNÝ MOST O HMOTNOSTI 140 T A S ROZPÄTÍM 106 M NAD VÁŽSKYM DERIVAČNÝM KANÁLOM	121
---	-----

Jan Perla SANACE STROPNÍ KONSTRUKCE VODOJEMU	127
---	-----

Iyad Abrahoim, Július Boček, Peter Ondruš NÁVRH SANÁCIE PANELOVEJ NOSNEJ KONŠTRUKCIE PO POŽIARI	133
--	-----

Sekcia 5

Zosilňovanie betónových a murovaných konštrukcií 139

Patrik Kotula
SANÁCIE A ZOSILŇOVANIE MUROVANÝCH MOSTOV 141

Sergej Priganc
ZOSILNENIE MUROVANÝCH PRVKOV NOSNEJ KONŠTRUKCIE BUDOVY 147

Róbert Sonnenschein
ZOSILNENIE ŽELEZOBETÓNOVEJ STROPNEJ DOSKY A STĽPA CFRP 153

Mária Bolešová, Katarína Gajdošová
VÝBER VHODNÉHO SPÔSOBU ZOSILNENIA LOKÁLNE PODOPRETEJ STROPNEJ
DOSKY 159

Iyad Abrahoim, Július Boček
ANALÝZA STAVEBNÝCH ÚPRAV PANELOVÉHO DOMU V BRATISLAVE 167

Sekcia 1

Chyby a poruchy betónových a murovaných konštrukcií

Odborní garanti a recenzenti sekcie:

prof. Ing. Juraj Bilčík, PhD., Stavebná fakulta STU Bratislava

Ing. Miroslav Brodňan, PhD., Stavebná fakulta ŽU Žilina

Ing. Ivan Hollý, PhD., Stavebná fakulta STU Bratislava

doc. Ing. Jiří Dohnálek, CSc., BETONCONSULT, s.r.o.

ANALÝZA PORÚCH STIEN BETÓNOVÝCH SÍL OD ENVIRONMENTÁLNEHO A PREVÁDZKOVÉHO ZAŤAŽENIA

Juraj Bilčík¹
Július Šoltész²

Abstrakt

Predmetom analýzy sú steny cementových síl, ktoré sú okrem priamych a environmentálnych zaťažení vystavené aj veľkým teplotným zmenám. Overenie sa sústreďuje na priebeh degradácie betónu a betonárskej výstuže v stene, z hľadiska medzných stavov únosnosti, použiteľnosti a trvanlivosti. Cieľom článku je poukázať na chyby pri návrhu, zhotovovaní a prevádzke cementových síl.

1 Úvod

Steny síl sú zaťažené najmä vlastnou tiažou, tiažou a tlakom náplne, vetrom, seizmicitou a účinkami objemových zmien. Steny síl na cement sú navyše vystavené aj veľkým prevádzkovým teplotným zmenám (šokom), ako súčasť procesu ich plnenia a vyprázdňovania. Steny valcových síl majú veľký pomer medzi plochou vystavenou environmentálnym účinkom a prierezovými rozmermi steny, čo výrazne urýchľuje degradáciu betónu steny. Teplotný spád po hrúbke i výške steny síla je vyvolaný rozdielom teploty medzi čerstvo uloženým cementom (90 až 110 °C) a teplotou obklopujúceho prostredia.

2 Aktuálny stav stien

Rozsah poškodenia štyroch stien sa vyhodnocoval pomocou vizuálneho hodnotenia a akustického trasovania. Zistené poškodené pracovné škáry, väčšie štrkové hniezda a trhliny so šírkou > 0,3 mm boli označené farebným sprejom a pre jednotlivé síla sú zaznamenané v Tab. 1

Tab. 1 Rozsah poškodenia stien štyroch síl

Silo č.	Dĺžka trhlín	Poškodené plochy	Koeficient $k_1^{1)}$	Koeficient $k_2^{2)}$	Dĺžka trhlín . $k_1 \cdot k_2$	Poškodené plochy $k_1 \cdot k_2$
	m	m ²			m	m ²
1	324,0	894,0	1,15	1,3	484,4	1336,5
2	386,0	987,0			577,1	1475,5
3	379,0	968,0			566,6	1447,2
4	352,0	944,0			526,2	1411,3
Priemer	360,25	948,25			538,6	1417,6
¹⁾ k_1 je koeficient zohľadňujúci nedostupnosť a polohu nezameraných dĺžok a plôch ²⁾ k_2 je koeficient zohľadňujúci odchýlku rozsahu zistených a skutočných poškodení po mechanickom očistení steny vysokotlakovým vodným lúčom						

¹ prof. Ing., PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, e-mail: juraj.bilcik@stuba.sk

² doc. Ing., PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, e-mail: julius.soltesz@stuba.sk

2.1 Poruchy pôvodných pracovných škár v stene sila

Vizuálna prehliadka spolu s akustickým trasovaním preukázali silne porušenie dvoch až štyroch celoobvodových pracovných škár v rôznych výškach stien síl. Celkovo to v jednotlivých silách znamená 68 m až 136 m súvislého porušenia pracovných škár. Zo statického hľadiska je treba vzhľadom na rozsah a hĺbku porúch pôvodných pracovných škár – vznik hlbokých celoobvodových kaverien (hĺbka 40 až 80 mm) - spojených s koróziou betonárskej výstuže považovať za veľmi významné (havarijné) poruchy (obr. 1).



Obr. 1 Kaverna v pracovnej škáre na vonkajšom povrchu steny sila

Príčinami vzniku kaverien v pracovných škárach sú predovšetkým technologické chyby počas zhotovovania steny, ktoré v súčasnosti nie je možné jednoznačne identifikovať. Primárne sa jedná o tieto chyby:

- nevhodná konzistencia čerstvého betónu, vysoký/nízky vodný súčiniteľ,
- rozmiešanie čerstvého betónu pri jeho ukladaní,
- oneskorené spájanie dvoch betónov v pracovnej škáre
- netesnosť debnenia v mieste pracovnej škáry, čím dochádza k výtoku cementového mlieka a tvorbe pórovitej štruktúry na povrchu betónu
- nedostatočné/nadmerné zhutňovanie čerstvého betónu
- neskoré alebo žiadne ošetrovanie uloženého betónu, predčasné oddebnenie a pod.

Najpravdepodobnejšie vznikli hlboké kaveriny kombináciou vyššie uvedených chýb.

2.2 Vyšetrovanie trhlín

Počas vizuálnej prehliadky sa zisťovala aj poloha, dĺžka a šírka zvislých a vodorovných trhlín v stenách síl. Šírka trhlín je dôležitý parameter, ktorý významne ovplyvňuje použiteľnosť a trvanlivosť sila. Monitorovanie zmien šírky trhlín počas dlhšieho časového obdobia pomáha diagnostikovať príčinu a závažnosť trhliny.

Zvislé trhliny vznikajú najmä od teplotného spádu medzi vnútorným a vonkajším povrchom steny sila. Väčšinou trhliny prechádzajú cez celú hrúbku steny (tzv. deliace trhliny). Pri nedostatočnom vystužení steny vodorovnou výstužou vznikajú široké zvislé trhliny. Za poruchu z hľadiska trvanlivosti sa označujú, ak ich šírka je väčšia ako limitná hodnota $w_{\max}$ uvedená v STN EN 1992-1-1 [1] (pre stupne prostredia XC2 až XC4 je $w_{\max} = 0,3$ mm). Deliace trhliny v stene predstavujú zvýšené riziko ak je v sile uskladnený materiál citlivý na vlhkosť (napr. cement). V tom prípade treba zohľadniť aj STN EN 1992-3 [2], ktorá pri skladovaní zvlášť citlivého materiálu vyžaduje, aby bola dodržaná trieda tesnosti 2 (priesak minimálny), resp. trieda tesnosti 3 (priesak nie je povolený). Na základe uvedeného je možné konštatovať, že zvislé deliace trhliny neohrozujú iba trvanlivosť, ale aj používateľnosť vyšetřovaných síl na cement.]

Na stene sila sa vyskytuje veľké množstvo vodorovných trhlín, čo môže mať rôzne príčiny. Ak vzdialenosti vodorovných trhlín sú identické s osovou vzdialenosťou vodorovnej výstuže, potom je zrejmé, že vznikli od expanzných účinkov korózných spodín. Hĺbka týchto trhlín zodpovedá hrúbke betónovej krycej vrstvy. Príčinou je nedostatočná hrúbka a kvalita betónovej krycej vrstvy výstuže. Korózia výstuže ohrozuje spoľahlivosť steny v dôsledku straty prierezovej plochy výstuže a porušenia súdržnosti medzi výstužou a betónom. Obmedzená hĺbka vodorovných trhlín vedie k záveru, že zistené vodorovné trhliny zhoršujú trvanlivosť vyšetřovaných síl, ale neohrozujú ich používateľnosť.

3 Posúdenie životnosti stien

Životnosť železobetónovej konštrukcie sila závisí vo veľkej miere od degradácie základných materiálov - betónu a výstuže - v dôsledku interaktívneho pôsobenia fyzikálnych a chemických účinkov, výluhov, prevádzkových a atmosférických podmienok. Predmetom hodnotenia sú nosné materiály steny sila: betón a v ňom zabudovaná ocelová betonárska výstuž. Oba materiály boli vystavené agresívnemu obklopujúcemu prostrediu od spustenia prevádzky sila v roku 1977 do roku 2018, kedy bola urobená diagnostika sila, t. j. približne 41 rokov. Na základe uvedených skutočností sa posúdenie životnosti sústreďuje na priebeh poškodenia betónu a korózie betonárskej výstuže, ktoré majú rozhodujúci vplyv na odolnosť sila z hľadiska medzných stavov únosnosti, používateľnosti i trvanlivosti.

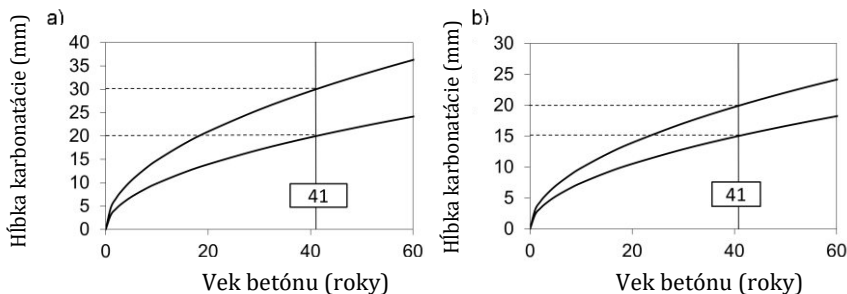
3.1 Korózia výstuže v betóne

Pri analýze korózie výstuže sa rozlišuje pasívne a aktívne štádium výstuže v betóne. Dĺžka pasívneho štádia výstuže v betóne závisí od pomeru medzi hrúbkou betónovej krycej vrstvy a hĺbkou karbonatácie betónu. Meraním karbonatácie betónu sa zistilo, že hĺbka karbonatácie neporušeného betónu po 41 rokoch je 20 až 30 mm v stene sila č. 1, resp. 15 až 20 mm v stenách síl č. 2,3 a 4. Na základe skutočností, že hrúbka betónovej krycej vrstvy sa dosahovala hodnoty od 10 do 25 mm pre vodorovnú výstuž a od 25 mm do 40 mm pre zvislú výstuž, je oprávnené predpokladať, že v železobetónovej stene sila prebieha najmä korózia vodorovnej výstuže. Zvislá výstuž bola v čase vyšetřovania väčšinou v pasívnom štádiu. Tento predpoklad neplatí v miestach kaverien, poškodených škár, líniových porúch (trhlín), resp. plošných porúch (štrkových hniezd).

Na odhadnutie dĺžky pasívneho štádia výstuže steny sila sa použil vzorec (MC 2010)

$$x_c(t) = W(t) \cdot k \cdot \sqrt{t} = \sqrt{D_c \cdot t}$$

kde x_c je hĺbka karbonatácie betónu (m), $W(t)$ funkcia mezo-klimatických podmienok, k je koeficient zohľadňujúci priepustnosť betónu (napr. w/c, druh cementu) a základné vlastnosti prostredia (napr. RH, koncentrácia CO_2), t je čas (s). Difúzna konštanta betónu steny sila v prostredí cementárne D_c sa stanovila priamo na základe merania hĺbky karbonatácie betónu zistenej po 41 rokoch prevádzky sila. Na obr. 5 je zobrazený postup a rozptyl karbonatácie betónu steny sila (obr. 2).



Obr. 2 Priebeh a rozptyl karbonatácie betónu steny sila po 41 ročnej prevádzke:

a) silo č. 1 b) silo č. 2, 3 a 4

4 Závery

Pre výstuž steny sila, ktorá sa nachádza v karbonatovanej oblasti betónu sú splnené všetky podmienky pre koróziu ocele v betóne. Na základe priebehu karbonatácie betónu v čase zobrazeného na obr. 2 možno predpokladať, že výstuž síl č. 2, 3 a 4 s hrúbkou betónovej krycej vrstvy väčšou ako 25 mm, je teraz s veľkou pravdepodobnosťou v pasívnom štádiu. Pre ochranu výstuže s krycou vrstvou menšou ako 30 mm treba urobiť aktívne opatrenia na spomalenie postupu karbonatácie betónu. Pre výstuž s hrúbkou krycej vrstvy > 30 mm možno predpokladať, že aj pri dlhšej zostatkovej životnosti bude dlhodobo chránená proti korózií.

Podakovanie

Táto práca bola podporovaná Agentúrou na podporu výskumu a vývoja na základe Zmluvy č. APVV-15-0658 a výskumným projektom VEGA č. 1/0456/17

Literatúra

- [1] STN EN 1992-1-1: 2006: Navrhovanie betónových konštrukcií – Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy, 200 str.
- [2] STN EN 1992-3: 2007: Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 3: Nádrže na kvapaliny, zásobníky, 24 str.

ANALÝZA PORÚCH STIEN CEMENTOVÝCH SÍL OD TEPLOTNÝCH ÚČINKOV

Lýdia Matiašková¹
Július Šoltész²

Abstrakt

Predmetom analýzy sú steny cementových síl, ktoré sú okrem priamych zaťažení vystavené aj veľkým teplotným zmenám – šokom, ktoré na určitú časť sila pôsobia počas plnenia horúcim cementom. Príspevok sa sústreďuje na analýzu práve tohto nepriameho, po výške sila voľne sa posúvajúceho zaťaženia. Analýza je dokumentovaná na sile projektovanom a postavenom v rokoch 1975 – 1979.

1 Úvod

Steny sila na skladovanie cementu sú zaťažené z hľadiska dimenzovania pozitívne pôsobiacimi zaťažzeniami ako je napríklad vlastná tiaž a vertikálna zložka tlaku náplne, ktorá prispieva cez trenie do vertikálnych síl v stene sila. Negatívne pôsobiace sú najmä horizontálna zložka tlaku náplne, ktorej intenzita sa mení po výške, vietor, seizmické účinky, účinky objemových zmien. Steny sila na cement sú navyše vystavené aj veľkým prevádzkovým tepelným zmenám (šokom), ako súčasť procesu ich plnenia a vyprázdňovania. Pre určité oblasti sila je práve vplyv teplotného šoku dominantným účinkom, ktorý ovplyvňuje výsledný návrh výstuže.

2 Teplotné zaťaženie sila

Podľa odporúčaní STN EN 1991-1-5 [1] musí byť konštrukcia sila navrhnutá z hľadiska teplotného zaťaženia pre nasledujúce prípady:

- -teplotné zaťaženie vyplývajúce z klimatických vplyvov v dôsledku zmeny teploty okolitého vzduchu a slnečného žiarenia
- -teplotné zaťaženie vyplývajúce z prevádzky sila.

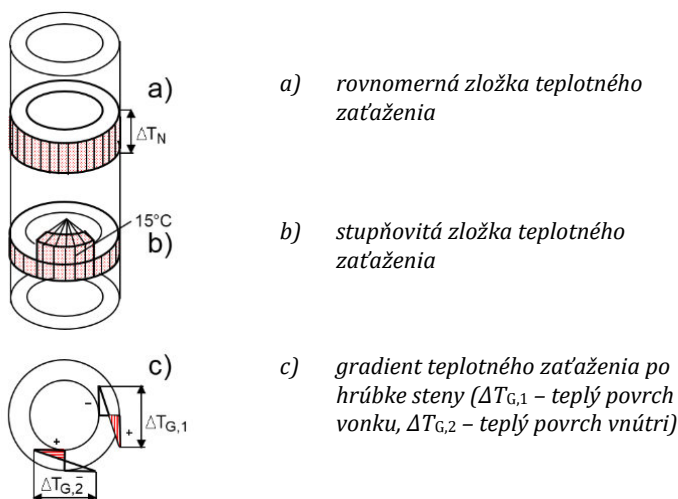
STN EN 1991-1-5 [1] ďalej špecifikuje zložky a hodnoty teplotného zaťaženia nasledovne:

- rovnomerná zložka - podľa charakteristickej prevádzkovej teploty alebo podľa teploty okolitého vzduchu (obr. 4 a)
- stupňovitá zložka po obvode – lokálny nárast teploty v dôsledku solárnych ziskov, odporúča sa uvažovať s hodnotou 15 ° C (obr. 2 b)

¹ Ing., Stavebná fakulta STU v Bratislave, e-mail: lydia.matiaskova@gmail.com

² doc. Ing., PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, e-mail: julius.soltesz@stuba.sk

- gradient teploty po hrúbke steny sila medzi vnútorným a vonkajším povrchom (ďalej ΔT_G) – uvažuje sa na základe prevádzkovej teploty a teploty vonkajšieho vzduchu (obr. 1 c).



Obr. 1 Zložky teplotného zaťaženia podľa odporúčaní STN EN 1991-1-5 [1]

2.1 Nestacionárna termálna analýza a určenie teplotného šoku

V prípade sila na uskladnenie sypkého cementu sa preukázalo, že rozhodujúce teplotné zaťaženie je zaťaženie z teplotných gradientov v stene sila, ktoré nastávajú v čase po plnení. Najvýraznejší gradient možno sledovať v zimnom období, keď teplota vzduchu v exteriéri klesá pod bod mrazu, ale teplota náplne horúcim cementom stále dosahuje aj 110°C . Pokiaľ v stene vzniká teplotný gradient, ktorý presahuje hodnotu $\Delta T_G = 15^\circ\text{C}$, nastáva riziko rozvoja zvislých trhlín. Určenie realistických teplotných gradientov však nie je jednoduchá úloha a vyžaduje si podrobnejšiu nestacionárnu termálnu analýzu.

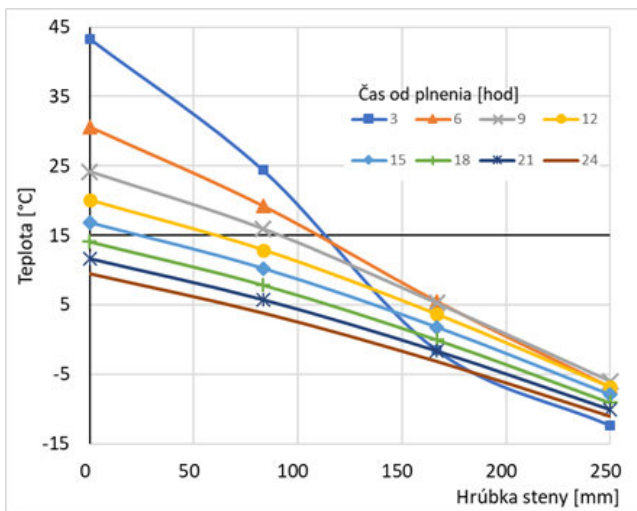
Vývoj teploty v čase po plnení možno popísať na nasledujúcom príklade riešeného sila. Pre termálnu analýzu sa zhotovil 3D numerický model z priestorových (brick) elementov v programe SOFISTIK [2]. Model zachytáva podstatnú časť geometrie sila a cementovej náplne.

Podľa dostupných podkladov o prevádzke sa ďalej uvažovalo, že silo sa postupne plní rýchlosťou 5 m/deň horúcim cementom o teplote $T_{cem} = 110^\circ\text{C}$. Teplota okolitého vonkajšieho vzduchu bola konštantná, $T_{vzduch} = -24^\circ\text{C}$. Všetkým povrchom v kontakte so vzduchom bola priradená termálna okrajová podmienka – prirodzené prúdenie vo vnútri sila a nútené prúdenie z vplyvu vetra vonku. Tepelno-fyzikálne vlastnosti materiálov ako aj okrajové podmienky vstupujúce do modelu sú v tab. 4. Vplyv solárnych ziskov sa v tomto štádiu návrhu neuvažoval.

Výsledné teplotné gradienty po hrúbke steny a ich priebeh v čase sú na obr. 2. Na začiatku je teplotný gradient nelineárny, s absolútnym rozdielom teplôt $\Delta T_G = 56^\circ\text{C}$, čo predstavuje značné riziko vzniku trhlín pri vonkajšom povrchu. V priebehu nasledujúcich 9 hodín sa gradient vyrovnáva do lineárneho priebehu s rozdielom medzi povrchmi $\Delta T_G = 30^\circ\text{C}$. Po tomto bode sa proces ochladzovania postupne spomaľuje. Po 36 hodinách, gradienty už nepresahujú kritickú hodnotu $\Delta T_G = 15^\circ\text{C}$.

Tab. 1 Tepelno-fyzikálne vlastnosti materiálov a okrajové podmienky

Parameter			Jednotky	Hodnota
Betón	tepelná vodivosť	λ	[W/(m K)]	2.3
	merná tepelná kapacita	c_b	[kJ/(kg K)]	1.1
	hustota	ρ	[kg/m ³]	2500
Sytký cement	tepelná vodivosť	λ	[W/(m K)]	0.29
	merná tepelná kapacita	c_b	[kJ/(kg K)]	0.92
	hustota	ρ	[kg/m ³]	1500
Súčiniteľ prestupu tepla	prirodzené prúdenie	α_p	[W/(m ² K)]	6
	nútené prúdenie	$\alpha_{pw} = 5,6 + 3,95w$	[W/(m ² K)]	17.45
Rýchlosť vetra	mierny vietor	w	[m/s]	3



Obr. 2 Teplotný gradient po hrúbke steny sila v čase od plnenia horúcim cementom

2 Potrebná plocha výstuže s uvažovaním zimnej prevádzky -110°C/-24°C

Návrh výstuže bol realizovaný pre celú geometriu sila s pevnostnými a deformačnými vlastnosťami použitých materiálov podľa Tab. 2. Oproti termálnej analýze, 3D model bol postavený z 2D rovinných (shell) elementov v programe STRAP [3]. Pôsobenie náplne bolo nahradené ekvivalentným zaťažením podľa EN 1991-4 [4] ako horizontálny tlak po naplnení p_{hf} a trecia trakcia na stene po naplnení p_{wf} . Predpokladalo sa, že silo bolo naplnené na úroveň 25 m nad základňou bez vypustenia. Relevantné vstupné hodnoty na určenie zaťaženia z náplne podľa [4] sú v Tab. 3. Keďže teplotný šok pôsobí len vo fáze plnenia, neuvažovalo sa so zaťažením z vyprázdňovania sila.

Tab. 2 Parametre pre návrh výstuže

Parameter			Jednotky	Hodnota
Betón C 25/30	Pevnosť v tlaku	f_{ck}	[MPa]	25
	Modul pružnosti	E_{cm}	[GPa]	31.4
	Parciálny súčiniteľ spol'ahlivosti	γ_c	[-]	1.5
Výstuž B 450 B	Medza klzu	f_y	[MPa]	450
	Modul pružnosti	E_s	[GPa]	200
	Parciálny súčiniteľ spol'ahlivosti	γ_s	[-]	1.15
Krycia vrstva	Nominálna hodnota	c_{nom}	[mm]	30

Tab. 3 Parametre pre určenie zaťaženia podľa EN 1991-4 [4]

Parameter		Jednotky	Hodnota
Objemová tiaž náplne	γ	[kN/m ³]	16
Stredná hodnota pomeru tlakov	K_m	[-]	0.54
Stredná hodnota súčiniteľa trenia medzi syplemým materiálom a stenou	μ_m	[-]	0.51
Prevodný súčiniteľ pre pomer tlakov	a_k	[-]	1.2
Prevodný súčiniteľ pre trenie o stenu	a_μ	[-]	1.07

Nasledujúce výsledky dokumentujú množstvo potrebnej výstuže vo výške do 30 m a nad 50 m steny sila. Na obr. 3 je uvedená potrebná plocha vodorovnej výstuže na vonkajšom povrchu sila, ako obálka pre všetky kombinácie MSU, vrátane účinku teploty z horúcej náplne podľa termálnej analýzy.

Zabudované množstvo výstuže podľa projektu je do výšky 26,20 m: 43,9 cm², do výšky 31,20 m: 37,7 cm² a postupne klesá na 10Ø14 = 15,4 cm².

Po porovnaní výsledkov z analýzy sa potvrdilo, že v spodnej časti sila do výšky 30 m je dostatočná plocha výstuže. Vo výške 30 m chýba približne 1cm². V hornej časti sila

chýba už 50 % výstuže. Najviac výstuže je potrebné na vykrytie teplotného gradientu $\Delta T_G = 56\text{ }^{\circ}\text{C}$, čo predstavuje približne 17 cm^2 výstuže.

Je zrejmé, že pre návrh vodorovnej výstuže vo vyšších častiach sila je rozhodujúce zaťaženie od prevádzkových teplôt, konkrétne od rozdielu teplôt na oboch povrchoch sila, t. j. od teplotného gradientu.

Potrebná výstuž steny od 18.5m do 30 m

38.7	38.7	38.7	38.6	38.5	38.5	38.6	38.5	38.5	38.5	
38.8	38.7	38.7	38.6	38.6	38.6	38.6	38.6	38.5	38.5	
38.9	38.8	38.7	38.7	38.6	38.6	38.6	38.6	38.6	38.6	
38.9	38.8	38.7	38.7	38.6	38.6	38.6	38.6	38.6	38.7	
39.	38.9	38.8	38.7	38.6	38.6	38.7	38.6	38.7	38.8	
39.1	38.9	38.8	38.6	38.6	38.6	38.6	38.7	38.8	38.8	
39.1	38.9	38.7	38.6	38.5	38.5	38.6	38.8	38.8	38.9	
39.2	38.9	38.7	38.6	38.5	38.5	38.7	38.8	38.9	39.	
39.2	39.	38.7	38.5	38.4	38.5	38.7	38.9	39.	39.1	
39.3	38.9	38.7	38.4	38.3	38.5	38.8	39.	39.1	39.2	
39.3	38.9	38.6	38.3	38.2	38.5	38.8	39.	39.2	39.2	
39.4	38.9	38.1	38.1	38.1	38.3	38.5	38.7	39.3	39.3	
39.	38.6	38.4	38.4	38.4	38.6	38.9	39.	39.2	39.4	
39.8	39.5	39.4	39.4	39.4	39.5	39.8	40.	40.2	40.3	
41.8	40.3	40.1	40.	40.	40.1	40.4	40.6	41.6	41.5	
38.8	38.2	37.6	36.9	37.1	37.7	38.1	38.3	38.3	38.2	

Potrebná výstuž steny od 55 do 65 m

28.4	28.2	28.	27.8	27.7	27.9	28.	28.2	28.4	28.4	
29.9	29.7	29.5	29.3	29.2	29.2	29.4	29.5	29.6	29.7	
30.	29.8	29.6	29.4	29.4	29.4	29.5	29.6	29.7	29.7	
30.	29.9	29.7	29.6	29.5	29.5	29.6	29.6	29.7	29.7	
30.4	30.2	30.1	30.	29.9	29.9	29.9	30.	30.	30.	
30.8	30.7	30.6	30.5	30.4	30.4	30.4	30.4	30.4	30.4	
31.3	31.2	31.1	31.	30.9	30.9	30.9	30.9	30.9	30.8	
31.7	31.6	31.5	31.5	31.4	31.4	31.4	31.3	31.3	31.3	
32.1	32.1	32.	31.9	31.9	31.8	31.8	31.8	31.7	31.7	
32.6	32.5	32.5	32.4	32.3	32.3	32.3	32.2	32.2	32.1	
33.	33.	32.9	32.9	32.8	32.7	32.7	32.7	32.6	32.6	

Obr. 3 - Potrebná vodorovná výstuž (cm^2/m) na vonkajšom povrchu, v spodnej a hornej časti steny sila. Vizualizovaný je numerický výsledok – potrebná plocha výstuže, premietnutá do ťažísk rozvinutej siete konečných prvkov časti modelu steny sila (STRAP [3]).

3 Závery

Od čias, kedy boli vyšetrované silá projektované a zhotovené, došlo k výraznému zvýšeniu výkonu výpočtových systémov umožňujúci zohľadniť materiálovú a geometrickú nelinearitu, veľké množstvo kombinácií zaťaženia a analýzu rôznych teplotných scenárov prevádzky sila. Nové zaťažovacie normy priniesli zvýšenú intenzitu zaťaženia vetrom a významný nárast seizmického zaťaženia.

Po vyhodnotení výsledkov staticko-dynamického výpočtu je zrejmé, že pre návrh vodorovnej výstuže steny sila je rozhodujúce zaťaženie od prevádzkových teplôt, konkrétne od rozdielu teplôt na protiľahlých povrchoch sila, t. j. od teplotného gradientu. Tento účinok sa preveril stacionárnym i nestacionárnym tepelno-technickým výpočtom.

Pod'akovanie

Príspevok vznikol za podpory výskumného projektu VEGA 1/0254/19 a APVV-17-0204.

Literatúra

- [1] STN EN 1991-1-5: 2008: Zaťaženia konštrukcií. Časť 1-5: Všeobecné zaťaženia. Zaťaženia účinkami teploty, 32 str.
- [2] SOFISTIK: 2018, User manuál. SOFISTIK AG. www.sofistik.com
- [3] STRAP: 2019, Manuály CAD-FEM programu, ATIR Ltd. www.atirsoft.com
- [4] STN EN1991-4: 2009: Zaťaženia konštrukcií. Časť 4: Silá a nádrže. 100 str.
- [5] STN EN 1992-1-1: 2006: Navrhovanie betónových konštrukcií – Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy, 200 str.

PORUCHY BALKONŮ PANELOVÝCH DOMŮ

Leonard Hobst¹
Petr Cikrle²

Abstrakt

Postupná sanace panelových domů nabývá v posledních letech na významu. Jedná se především o výměnu oken a zateplení, které má zlepšit tepelnou pohodu v domech. K dalším modernizačním prvkům panelových domů patří balkony, které jsou často větších rozměrů nežli původní a mnohdy jsou zhotovovány z ocelových profilů. A právě u těchto typů balkonů dochází při špatně zvolené skladbě k poruchám, které se však dají odhalit některými metodami nedestruktivního zkušebnictví.

1. Úvod

Při rekonstrukcích a sanacích panelových domů se s výhodou používá i ocel jako stavivo. Je to především pro lehkost vzniklé konstrukce a rychlost výstavby. Tyto výhody mnohdy převažují nad zvýšenou ekonomickou náročností těchto konstrukcí.

Výhody ocelových konstrukcí jsou však v mnohých případech vyváženy i dalšími nevýhodami - požadavky na preciznost a zachování všech normových požadavků při jejich zhotovování. Vady při vytváření ocelových konstrukcí mohou být zjevné již při kolaudaci, avšak někdy se mohou projevit i řadu let po uvedení konstrukce do provozu. Jedním z problémů, který se může v ocelových konstrukcích vyskytnout, je kondenzovaná voda, která může jednak způsobovat korozi na nepříístupných místech, a dále může způsobit deformaci konstrukce během zimního období vlivem změny skupenství vody z kapalného na tuhé – na led. Závisí pak na volbě diagnostické metody, která může tuto vodu v ocelové konstrukci v předstihu odhalit. Názorný příklad tohoto problému je dokumentován na diagnostice ocelových balkonů, dodatečně montovaných k bytovým domům, u kterých docházelo k deformaci a popraskání některých svislých sloupků konstrukce balkonu.

¹ Prof., Ing., CSc., FAST VUT v Brně, Veveří 95, CZ - 602 00 Brno

² Ing., Ph.D., FAST VUT v Brně, Veveří 95, CZ - 602 00 Brno

2. Popis konstrukce balkonu

Před 10 lety byly některé panelové bytové domy v Brně modernizovány (obr. 1). Především u nich proběhlo zateplení, byla vyměněna okna a starý typ původních balkonů byl nahrazen novými balkony, zhotovenými z uzavřených ocelových tenkostěnných profilů (jáklů) čtvercového a obdélníkového průřezu (obr. 2). Svislé výplně jsou tvořeny nerezovým děrovaným plechem.

Podlaha balkonu (podesta) je tvořena ocelovým vyztuženým plechem, ke kterému jsou v rozích a uprostřed jedné z delších stran přivařeny ocelové čtvercové sloupky 50 x 50 mm o délce 1100 mm, na které je přivařeno ocelové madlo obdélníkového profilu (50 x 70 mm), které ze tří stran ohraničuje půdorys balkonu. Nad rohovými sloupky jsou madla svařena tak, že svírají úhel 90°. Pro zakončení obdélníkového profilu madel byly použity plastové zátky. Balkon jako celek je zavěšen na dvou hácích, které jsou pevně fixovány v obvodovém plášti domu a jsou rektifikovány šrouby v úrovni podesty.



Obr. 1 Obytný dům se zavěšenými balkóny



Obr. 2 Detail zavěšeného balkónu

3. Zjištěné závady na některých balkonech

Po 10 letech užívání bytového domu a nových balkonů začalo docházet k poruchám některých balkonů tím, že přední rohové profily se začaly boulit. U některých balkonů pak na sloupcích vznikly podélné svislé trhliny po výšce. Tato skutečnost naznačuje, že do tenkostěnných rohových profilů se postupně dostala voda, která v zimním období zmrzla, zvětšila svůj objem a způsobila deformaci a následnou poruchu profilu.

Uvedená porucha je patrná u celé řady balkonů, podrobně však je prezentována u dvou balkonů označených „A“ a „B“ u kterých byly zjištěny největší deformace a poruchy rohových sloupků.

4. Navržená metodika a průběh měření deformací sloupků

Příčné deformace profilů, které se projevovaly jen u předních rohových sloupků, byly měřeny po výšce posuvným měřítkem od podesty balkonu (bod 0), přičemž měření postupovalo po kroku 100 mm až do výšky 900 mm. Výsledky měření byly zaznamenány do tabulek a následně vyneseny graficky. Současně s měřením vnější deformace sloupků byla měřena i tloušťka stěn ultrazvukovým přístrojem Zonotip (od firmy Proceq). Aritmetický průměr z celkem 28 měření tloušťky stěn profilů činí 4,32 mm. Při vynášení výsledků měření je označen levý sloupek II. a pravý sloupek I. (při uvažování čelního pohledu na fasádu domu)

4.1 Balkon „A“

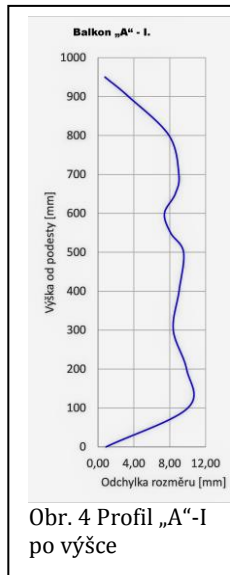
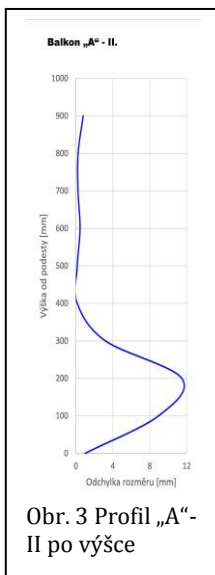
Balkon „A“ se nachází v bytě v 7. NP. U obou rohových sloupků vyboulení přesahuje hodnotu 10 mm. U sloupku II. dosahuje deformace do výšky 400 mm (Obr. 3). U sloupku I. však dosahuje vyboulení až do výšky 950 mm, což svědčí o tom, že sloupek byl plný vody (Obr. 4). U obou profilů došlo k prasknutí profilu svislou trhlinou v dolní vnější části obou sloupků

4.2 Balkon „B“

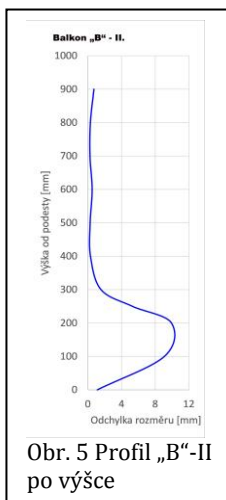
Balkon „B“ se nachází v 5. NP. Levý rohový sloupek (II.) byl vyboulen, ale nedošlo k jeho prasknutí. K maximálnímu vyboulení došlo v úrovni mezi 100 mm a 200 mm od podesty, a to o téměř 10 mm (Obr. 5). Pravý rohový sloupek (I.) nejevil deformace a je použit jako referenční (Obr. 6).

Výsledky předcházejících měření tlouštěk stěn a rozšíření rohových profilů vlivem vyboulení spolu s analýzou poruch (jednalo se o naprosto symetrické vyboulení v příčném směru, vždy počínající v dolní části svislého rohového profilu) naznačily, že příčinou vzniku poruch by mohla být voda přítomná ve svislých rohových profilech balkonu. Tato voda se zřejmě postupně nahromadila uvnitř profilu a při zamrznutí zvětšila objem, čímž došlo ke vzniku obrovského tlaku na stěny profilu, které následně způsobilo vyboulení stěn profilu.

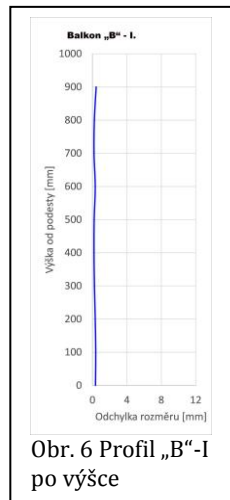
Pro ověření přítomnosti vody uvnitř uzavřeného profilu zábradlí balkonu byl zvolen právě balkon „B“, který obsahuje vyboulený avšak trhlinou doposud neporušený rohový profil. Oba dva rohové profily, tedy vizuálně zcela neporušený profil I. a v dolní části mírně vyboulený profil II., byly v dolní části navrtány vrtákem o průměru 3 mm. Výsledky byly zcela průkazné:



- Z nepoškozeného profilu I. vyteklo přibližně 0,15 l vody, což při vnitřních rozměrech profilu 42 × 42 mm odpovídá výšce vodního sloupce přibližně 100 mm;
- Z poškozeného profilu II. vyteklo přibližně 0,65 l vody, což při vnitřních rozměrech profilu 42 × 42 mm odpovídá výšce vodního sloupce přibližně 350 mm až 400 mm;



Obr. 5 Profil „B“-II po výšce



Obr. 6 Profil „B“-I po výšce

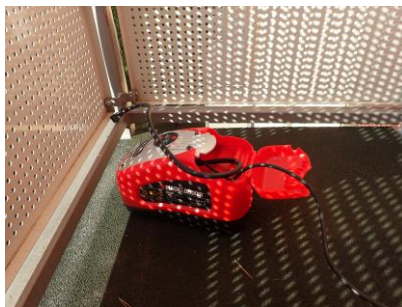
Množství vody v rohových profilech odpovídá míře poškození - vyboulení stěn. Zatímco 100 mm vodního sloupce se ještě neprojevovalo na boulení stěny profilu, neboť v dolní části je profil příčně vyztužen a voda při zmrznutí má kam expandovat, při výšce vodního sloupce přibližně 350-400 mm již došlo k vyboulení stěn až do výšky 300 mm od podesty.

Diagnostika balkonů prokázala, že deformace krajních sloupků je způsobena vodou, která v zimě zmrzne a sloupky deformuje, neprokázala však, jak voda do sloupků proniká.

5. Stanovení místa průniku vody do konstrukce balkonu

Jak již bylo uvedeno, podrobná vizuální prohlídka konstrukce zábradlí prokázala, že konstrukce je svařena z dutých čtvercových a obdélníkových tenkostěnných profilů. Na svařech nebylo patrné žádné porušení, které by naznačovalo, že do dutin balkonové konstrukce proniká voda. Pouze horní obdélníkové madlo zábradlí, které bylo na dvou místech svařeno v úhlu 90° bylo zakončeno plastovými uzávěry, které však též nejevily známky porušení.

Pro odhalení cesty, kterou se voda dostává do uzavřených profilů balkonů, byla navržena „přetlaková metoda“, která



Obr. 7 Natlakování konstrukce balkonu kompresorem na 2 atp.

vychází z poměrně známější „vakuové metody“, kterou se zkouší netěsnost svarů. Tato přetlaková metoda vychází z předpokladu, že v konstrukci balkonu musí existovat netěsnost, kterou se voda nebo vodní pára dostává dovnitř. Při zvýšení tlaku uvnitř propojených profilů by natlakovaný vzduch měl unikat těmi místy, kterými do konstrukce proniká voda, nebo vodní pára. Jako detekční prostředek unikajícího tlaku vzduchu lze použít „mýdlovou vodu“, která v místě úniku natlakovaného vzduchu tvoří bubliny, resp. skupinu navazujících bublin.

Praktické odzkoušení se uskutečnilo na balkónu „B“, kde již dříve byla dolní část rohového sloupku navrtána a z otvoru vytekla voda. Otvor byl převrtán na průměr 4 mm, aby do něj bylo možno umístit koncovku přenosného kompresoru, opatřeného manometrem na přesné změření tlaku (obr. 7). Ukončení horního madla balkonu a svary rohových sloupků byly natřeny mýdlovou vodou a kompresorem byl postupně zvyšován tlak v soustavě až do 2 atp. Při tomto tlaku se na obou koncích horního madla začaly objevovat mýdlové bubliny (obr. 8 a 9). Je



Obr. 8 Mýdlové bubliny na plastové zátce na straně „II“



Obr. 9 Mýdlové bubliny na plastové zátce na straně „I“

tedy zřejmé, že rohové sloupky, zhotovené z uzavřeného profilu, jsou propojeny s horním madlem, kde jeho obdélníkový průřez je zakončen plastovými zátkami. Zátky dovnitř propouští vodní páru, která se uvnitř sráží na vodu. Je tedy zřejmé, že zjištěné závady (průnik vody) se budou týkat pouze rohových sloupků, které jsou dle všeho neprovařenou částí horního madla u jeho dolního líce spojeny s dutinou madla, do které proniká srážená voda.

Vzhledem k tomu, že k poruchám v krajních sloupcích balkonu dochází pouze na jižní straně domu a nikoliv na severní, dá se usuzovat, že na jižní straně dochází v letních měsících k periodickému zahřívání vzduchu uvnitř propojených profilů balkónu, k růstu tlaku a tím k úniku zahřátého vzduchu ven. V noci, při snížení teploty je pak nasáván podtlakem v konstrukci balkonu vlhký vzduch z okolí, ze kterého uvnitř kondenzuje voda a ta je profilem „madla“ transportována k nezavařenému styku dvou částí madla a postupně proniká a zaplňuje krajní sloupky balkónu. V zimních měsících dochází k jejímu postupnému zmrznutí, což při určité výšce hladiny vody v rohových sloupcích ve svém důsledku způsobuje vyboulení povrchu sloupků, které v několika případech vede až k prasknutí stěny

tenkostěnného profilu. Přítomnost vody uvnitř konstrukce balkonu následně zvyšuje pravděpodobnost vnitřní koroze konstrukce.

6. Závěr

Deformace (vyboulení) krajních sloupků u ocelových balkonů upozornilo na závadu, kterou zřejmě projektant nepředpokládal. Jedná se jednak o zakončení horního madla zábradlí plastovou zátkou, která u některých balkonů netěsnila a do prostoru konstrukce se dostával při změnách teploty „vlhký vzduch“ a voda v konstrukci kondenzovala. Další pochybení bylo, že nedošlo k dovaření svaru na dolním lici styku madel. Odtud se voda dostávala do krajních sloupků a v zimě zmrzla v led, který způsoboval příčnou deformaci sloupků.

Zřejmě by se s těmito eventualitami mělo při návrhu konstrukcí počítat a zhotovit preventivně odvodňovací otvory konstrukce, spolu s antikorozní úpravou vnitřních povrchů profilů. Další možností je např. vypěnění vnitřních prostor konstrukce polyuretanovou pěnou, která by zabráňovala hromadění vody ve zdánlivě nepřístupných prostorách konstrukce.

Poděkování

Tento příspěvek vznikl jako součást projektu LO1408 AdMaS UP – Advanced Materials, Structures and Technologies, podporovaného MŠMT ČR v rámci Národního programu udržitelnosti I.

Literatura

[1] Kopec, B. a kol.: Nedestruktivní zkoušení materiálů a konstrukcí, Česká společnost pro nedestruktivní testování, CERM, s.r.o., 2008, ISBN 978-80-7204-591-4

[2] Hobst, L., Cikrle, P.: Zpráva o diagnostice zavěšených balkonů bytových domů – dílčí část, 2017, Ústav stavebního zkušebnictví FAST VUT v Brně

PORUCHY A PASPORTIZÁCIA ŽELEZOBETÓNOVÝCH MONTOVANÝCH PRIEMYSELNÝCH HÁL

Lucia Majtánová¹

Viktor Borzovič²

Peter Paulík³

Jakub Gašpárek⁴

Abstrakt

V súčasnosti sa stretávame s mnohými požiadavkami na diagnostiku existujúcich konštrukcií a to nielen obytných a polyfunkčných budov ale aj priemyselných hál. Dôvody, prečo je diagnostika žiadaná, sú rôzne. Najčastejšie však ide o zmenu využitia priestorov, návrh nových strešných plášťov, výmena a doplnenie nových rozvodov a iné. Nakoľko za posledné roky došlo aj k zrúteniu strešných konštrukcií hál, požiadavka na diagnostiku a návrh prípadnej rekonštrukcie je opodstatnená. V nasledujúcom príspevku sa venujeme poruchám a diagnostike železobetónovej montovanej hale, ktorá bola postavená v 80-tych rokoch minulého storočia.

1. Úvod

Príspevok je zameraný na prezentovanie príkladu zistenia stavu nosnej konštrukcie. Cieľom zistenia skutočného technického stavu haly bol návrh na výmenu strešného plášt'a ako aj návrh nového požiarného systému. Pasportizácia mala za účel zachytiť jednotlivé poruchy na nosnej konštrukcii a stanoviť ich závažnosť. V rámci samotnej diagnostiky boli taktiež odoberané vzorky betónu a ocele na stanovenie materiálových charakteristík. V príspevku sú stručne opísané použité diagnostické metódy a zistené poruchy haly.

2. Poskytnuté podklady

Podklady k objektu, ktoré sme mali k dispozícii, boli neúplné, nakoľko ide o starší objekt, mnohé výkresové podklady sa nezachovali. Vychádzali sme z poskytnutých starších technických správ a z katalógov železobetónových prefabrikovaných výrobkov. Išlo o železobetónový montovaný skelet. Nosnú konštrukciu tvorili vnútorné a obvodové montované stĺpy. Prestrešenie haly je realizované predpätými priehradovými väzníkmi, ktoré sú uložené na priehradové predpäte prievlaky. Na väzníky sú uložené strešné panely, ktoré nesú strešný plášť.

¹ Ing., PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, e-mail: lucia.majtanova@stuba.sk

² doc. Ing., PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, e-mail: viktor.borzovic@stuba.sk

³ doc. Ing., PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, e-mail: peter.paulik@stuba.sk

⁴ Ing., Stavebná fakulta STU v Bratislave, e-mail: jakub.gasperek@stuba.sk

Všetci Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava

3. Vizuálna obhliadka objektu

Pri vizuálnej prehliadke, pasportizácii, bol zisťovaný a dokumentovaný skutočný celkový stav objektu a vzniknuté poruchy. Počas obhliadky boli zisťované skutočné rozmery nosných prvkov a poruchy, ktoré na konštrukcii vznikli či už počas výroby, prevozu a montáže alebo počas prevádzky. Obhliadka slúžila aj na zdokumentovanie polohy rozvodov, ktoré sú vedené pod strešnou konštrukciou a jeho prípadné kotvenie do nosnej konštrukcie.

3.1 Zameranie reálnych rozmerov

Skutočné rozmery nosných prvkov boli merané pomocou metra, laserového metra a posuvného meradla, obr. 1. Bolo zistené, že rozmery jednotlivých prvkov sa líšili od poskytnutej dokumentácie v tolerancii ± 10 až 30 mm v závislosti od typu prvku.



Obr. 1 Meranie skutočných rozmerov nosných prvkov

3.2 Meranie pevnosti betónov a overenie vystuženia jednotlivých nosných prvkov

Pevnosť betónu bola meraná nedeštruktívne. Meranie tvrdosti betónu sa vykonalo pomocou Schmidtového kladivka na vopred obrúsených miestach. Vystuženie vybraných nosných prvkov sa vykonalo obnažením výstuže v sondách, prípadne boli využité miesta, ktoré boli poškodené, obr. 2.



Obr. 2 Zisťovanie vystuženia vybraných nosných prvkov

4. Poruchy nosnej konštrukcie

Všeobecným problémom vyskytujúcim sa na mnohých miestach je zatekanie nosnej konštrukcie. Zatekanie predstavuje nežiaduci problém, nakoľko v týchto miestach sa urýchlujú degračné procesy.



Obr. 3 Zatekanie nosnej konštrukcie

Ďalším častým problémom sú stavebné úpravy, ktoré boli vykonané počas užívania haly. Ide najmä o rôzne ukotvenia technologických zariadení, káblových rozvodov a pod., ktoré sú často kotvené do nosných prvkov. V mnohých prípadoch sú tieto rozvody kotvené na obnaženú výstuž čo na mnohých miestach urýchljuje koróziu výstuže, obr. 4.



Obr. 4 Kotvenie technologických rozvodov do nosnej konštrukcie

Predpäté priehradové väzníky sú dimenzované na predpokladané podvesenie technologických rozvodov, resp. uvažuje sa s podveseným žeriavom. Na mnohých miestach je však ukotvených viacero rozvodov naraz, obr. 5. V súčasnosti sa konštrukcie nejavia ako preťažené a neboli zistené nadmerné deformácie alebo statické poruchy týchto prvkov.

Na mnohých miestach bola nekvalitne prevedená betonáž prefabrikátov a nachádzajú sa tu kaverny, na niektorých miestach bola zistená aj obnažená výstuž, obr. 6. Niektoré z porúch však vznikli počas prevozu prípadne montovania prvkov, kedy sa časť betónu odbila. Tieto miesta čiastočne oslabujú nosné prvky

a urýchľujú ich degradáciu, keďže ochranná vrstva tvorená betónom úplne absentuje.



Obr. 5 Podvesenie technologických rozvodov na nosnú konštrukciu



Obr. 6 Poruchy spôsobené počas betonáže a montovania nosných prvkov

Väčšina nosných prvkov bola v relatívne dobrom stavebno-technickom stave. Za všeobecný nedostatok je možné považovať rozptýl v hrúbke krytia výstuže, čo zapríčiňuje, že lokálne má výstuž menšie krytie než aké je potrebné z hľadiska dlhodobej trvanlivosti. Veľmi malé krytie bolo zistené práve na strešných paneloch, kde krytie výstuže rebierok bolo často menej ako 5 mm. V týchto

miestach začína výstuž rebierok korodovať, čo spôsobuje na niektorých miestach delamináciu krycej vrstvy, obr. 7.



Obr. 7 Delaminácia krycej vrstvy rebierok na strešnom paneli

Medzi typické poruchy vieme zaradiť aj trhliny, ktoré vznikli na nosnej konštrukcii. Trhliny často vznikali v miestach výstuže a kopírovali jej polohu, obr. 8.a), na miestach uloženia, obr. 8.b), prípadne trhliny mohli vzniknúť počas výroby pri nesprávnom spracovaní čerstvého betónu a jeho ošetrovaní, obr. 8.c).



Obr. 8 Typické trhliny na nosnej konštrukcii

5. Závery

Na základe podrobnej obhliadky, meraní a skúšok sa zistilo, že sa konštrukcia haly skladá z niekoľkých typov prvkov nosnej konštrukcie. Konkrétne sa zistilo, že v hale boli použité 3 typy strešných väzníkov, ktoré sa líšili rozmermi diagonál. Ďalej sa tu nachádzali 3 typy stĺpov, ktoré sa opäť líšili rozmermi v porovnaní od podkladov, ktoré sme mali k dispozícii. Pomocou týchto rozmerov budeme vedieť prvky zatriediť podľa dostupných katalógov. Toto zatriedenie slúži na zistenie dovoleného namáhania jednotlivých prvkov.

Pri obhliadke boli zistené aj miesta, kde sa nachádzajú koncentrácie závesov pre technologické rozvody, vzduchotechniku a pod. Toto rozloženie sietí je dôvodom na presnejší výpočet priťaženia jednotlivých nosných prvkov. Následne vieme overiť, či nie je prekročené dovolené namáhanie nosnej konštrukcie od jestvujúcej technológie.

Konštrukcie hál aj po 4 dekádach spĺňajú svoju základnú nosnú funkciu. Z pohľadu životnosti a degradácie konštrukcie sa poruchy vyskytujú v miestach so zvýšenou vlhkosťou zapríčinenou poruchami strešného plášťa, alebo v miestach s neodbornými zásahmi do nosných prvkov pri snahe o dodatočné kotvenie technologických rozvodov.

6. PodĎakovanie

Táto práca bola podporená Agentúrou na podporu výskumu a vývoja na základe Zmluvy č. APVV-15-0658 a za podpory výskumného projektu VEGA, č. VEGA 1/0254/19 „Šmyková odolnosť železobetónových dosiek namáhaných koncentrovaným zaťažením“.

7. Literatúra

[1] STN ISO 13822 (2010): Zásady navrhovania konštrukcií. Hodnotenie existujúcich konštrukcií.

[2] TP 09/2012: katalóg porúch mostných objektov na diaľniciach, rýchlostných cestách a cestách I., II. A III. triedy, Slovenská správa ciest 2012

MONTÁŽ TRIBUNOVÉHO PANELU – UVOLNĚNÍ ZE ZAVĚŠENÍ

Miloš Zich¹

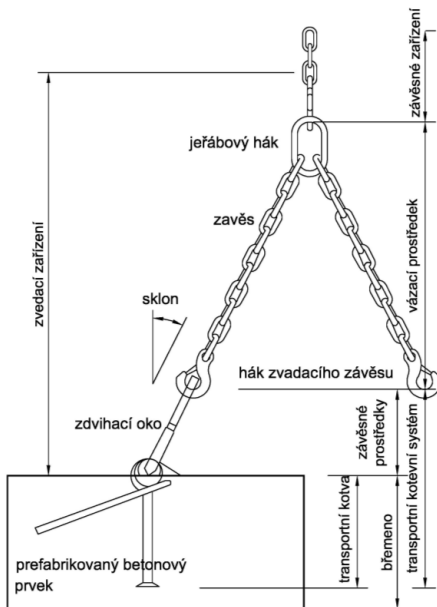
Jiří Strnad²

Abstrakt

Předmětem článku je popis montáže prefabrikovaného panelu tribuny fotbalového hřiště, během které došlo ke smrtelnému úrazu. Jsou uváděny poznatky z posudku výše uvedené události. V článku jsou dále uváděny některé poznámky k navrhování a používání transportních úchytů. Článek také upozorňuje na vydání technických pravidel ČBS 06 a na důležité zásady vyplývající z této směrnice

Úvod

Transportní systémy se principiálně skládají z transportních kotev trvale zabudovaných v betonových dílcích a z odpovídajících spojovacích prostředků (zdviháků), které se na kotvy přechodně upevňují, Obr. 1.



Obr. 1 K definici transportního systému dle [1] a [2]

¹ doc. Ing., PhD., Ústav betonových a zděných konstrukcí VUT FAST Brno, Veveří 331/95, 602 00 Brno, tel.: +420 541147860, e-mail: zich.m@fce.vutbr.cz

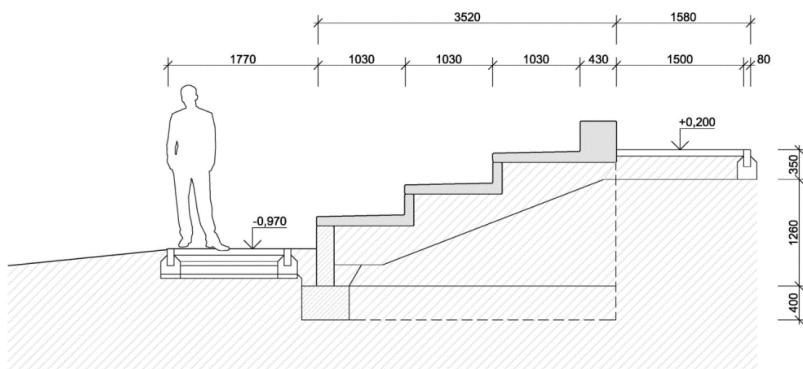
² Ing., PhD., ÚBZK VUT FAST Brno, Veveří 95, Brno, e-mail: strnad.j@fce.vutbr.cz

Transportní kotva je ocelový prvek, který se před betonováním umístí do bednění, zabuduje se do betonového dílce, zůstane v něm trvale a je určen výhradně jako vázací bod k upevnění betonového dílce buď přímo na závěsné zařízení, zdvihadla nebo při použití spojovacího nebo vázacího prostředku k těmto prostředkům. Po zabudování dílce do konstrukce nemá žádnou funkci. Pro používání těchto systémů vydala v roce 2018 Česká betonářská společnost technická pravidla [1]. Jedná se o překlad německé směrnice VDI/BV-BC 6205, [2]. Jsou zde podrobně uváděny požadavky na výrobce transportních systémů, projektanty systémů a na uživatele těchto systémů. Je ale nutno říci, že směrnice vychází z požadavků směrnice Evropského parlamentu [3] na strojní zařízení.

V rámci znalecké a projekční činnosti se nicméně často setkáváme s nedodržováním obecných zásad, které jsou v této směrnici (technických pravidlech ČBS 06) uvedeny. Jeden tragický případ uvádíme dále.

Stručný popis události

Montáž tribuny fotbalového hřiště z prefabrikovaných panelů délky 5 m prováděla pracovní skupina pěti osob. Skupina umísťovala tribunové panely ve tvaru L na příčné základové stěny. Na stavbě se vyskytovaly dva typy panelů. Typický o hmotnosti 2,2 t umístěný ve spodních dvou řadách a těžší o hmotnosti 4,3 t, který byl umístěn v horní řadě tribuny, Obr. 2.



Obr. 2 Příčný řez tribunou

Osudného dne byly montovány čtyři lehčí panely. Panely byly před montáží umístěny na korbě nákladního auta. K montáži byl použit běžný autojeřáb. Jeřáb a nákladní auto stály rovnoběžně s podélnou stranou hřiště na terénním valu nad tribunou (zadními částmi vozů k sobě). Před montáží každého panelu bylo třeba vždy provést zednické práce - vyrovnání dosedacích ploch mezi jednotlivými panely a mezi panely a základy. Tři panely se podařilo pracovníkům namontovat do finální polohy. Při montáži čtvrtého panelu došlo k uvolnění panelu z jeho zavěšení na jeřábu. Přitom panel smrtelně zranil jednoho pracovníka.

Událost byla pochopitelně šetřena Policií ČR. Bylo zjištěno, že k uchycení panelu bylo použito čtyř kusů závěsných prostředků – tzv. zdvihacích ok hmotnostní kategorie 2,5 t. Oka byla navlékána na čtyři transportní kotvy (hmotnostní kategorie 1,3 t) zabudované v k tomu určených prohlubních. Dodaná zdvihací oka (2,5 t) ale pochopitelně nešla nasadit do prohlubní a tedy ani na vlastní hlavu transportní kotvy. Rozměry prohlubní totiž nesouhlasily s rozměry zdvihacích ok. Ve snaze panel namontovat za použití dostupných zdvihacích ok bylo proto pracovníky upraveno okolí prohlubní majzlíkem a kladivem. Poté zdvihací oka již šla nasadit, Obr. 3 a 4. Některé kotvy byly stržené, mírně ohnuté.



Obr. 3 Detail odsekání panelu v místě kotvy. Stržená hlava kotvy po vyvléknutí ze zdvihacího oka



Obr. 4 Zkušební nasazení zdvihacího oka (2,5 t) na transportní kotvu. Viditelná vůle transportní kotvy v závěsném oku.

Během následného šetření bylo zjištěno, že oka byla nasazena na transportní kotvu a na lana-4hák. Lana byla nahoře zavěšena v jednom bodě na hák vlastního jeřábu. V místě desky byla lana z důvodu vyrovnání panelu do vodorovné polohy prodloužena "S"-hákem a spojovacím třmenem "omega". Po vyzvednutí panelu z korby vozidla a posunutí do prostoru nad budoucí tribunu, panel visel mimo vozidlo a volně se natočil o 180° (kolmo na tribunu) ve výšce cca 1,5 m nad kritickým místem. V tomto okamžiku pod panel vlezl pracovník, který zřejmě chtěl dokončit chybějící podmazání. Panel se náhle uvolnil ze zavěšení a celý se otočil kolem své podélné osy o 180° - z polohy žebrem nahoru do polohy žebrem směrem dolů. Panel zůstal ležet šikmo na terénu, kolmo na tribunu. Uvolnění panelu nastalo v místě uchycení závěsných ok. Vlastní lana-4hák zůstala uchycena na jeřábu, lana byla neporušená. Dvě zdvihací oka ze žeborů zůstala upevněná na lanech a zbývající dvě z desky vypadla, včetně použitých "S"-háků a "omega" třmenů.

K výrobě panelu a k projektové dokumentaci

Výroba panelu byla prováděna v závodě dle výrobní projektové dokumentace, která předpokládala osazení celkem 10 kusů transportních kotev. Panel se vyráběl v obrácené poloze. Čtyři kusy kotev ze spodního povrchu proto sloužily pro stádium výroby, dva kusy umístěné z boční podélné strany pro otočení panelu a čtyři kusy (1,3 t) kotev na horním povrchu pro finální transport a montáž. Panel z hlediska rozměrů odpovídal projektové dokumentaci. Oproti projektové dokumentaci bylo zjištěno, že bylo použito sice kotev stejné hmotnostní třídy, jako bylo v projektové dokumentaci, ale od jiného výrobce. Projektová dokumentace

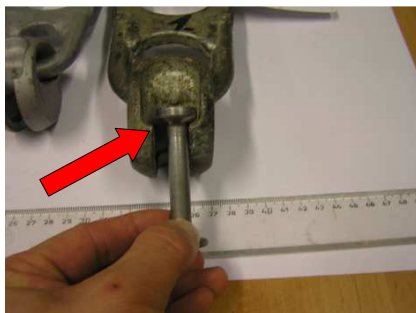
navíc předpokládala roznos zatížení z panelu rovnoměrně na čtyři kotvy. Tedy bylo nutné pro montáž použít např. vahadel, kolébek či jiných zařízení tak, aby bylo zajištěno staticky určité zavěšení. To ve skutečnosti na stavbě provedeno nebylo. Úhel sklonu lan se v projektu předpokládal min. 60° od vodorovné roviny, tj. max. 30° od svislé osy kotev.

V době montáže měl beton panelu stáří 8 dní. Výrobce byly k tomu doloženy zkoušky pevnosti betonu pomocí nedestruktivních - orientačních zkoušek o hodnotě 15MPa. To odpovídá min. požadovaným pevnostem ze směrnice [1]. Bylo ale zřejmé, že panel zůstal po havárii celistvý a k vytržení kotev z betonu nedošlo.

Bylo ověřeno namáhání kotev pro projektovaný stav (projektovaný typ kotev) i pro vyrobený stav (skutečně dodaný typ kotev). Bylo konstatováno, že v obou těchto případech při roznosu na všechny 4 kotvy návrh kotev bezpečně vyhovuje. Ve skutečnosti ale na stavbě nebylo použito vahadlo, bylo tak nutno uvažovat jen s roznosem na dvě kotvy a s délkou skutečně použitých lan. V tomto případě se ale ukázalo, že kotvy již dovolenému zatížení o cca 26 % nevyhoví. Nicméně samotná montáž bez vahadla ale při použití správných zdviháků by vzhledem k poměrně velkým bezpečnostním součinitelům (viz [1]) k havárii nevedla. Tento způsob zavěšení nicméně přispěl k zvětšení zatížení kotev.



Obr. 5 Porovnání rozměrů zdvihacího oka pro hmotnostní kategorii 1,3 t (vlevo) a na stavbě použitého zdvihacího oka (vpravo) a transportní kotvy 1,3t.



Obr. 6 Detail umístění transportní kotvy v oku 2,5t – kotva umístěná u okraje mezery, patrná je extrémně velká vůle na levé straně mezi zhlavím kotvy a okem

K zdvihákům

Při šetření byly ověřovány rozměry a stav všech zajištěných zdvihacích ok, prohlubní a zabudovaných transportních kotev. Bylo evidentní, že použitý předmět (zdvihací oko) neodpovídal požadavkům daných výrobcem zabudovaných transportních kotev a nebyl vhodný k uchycení tohoto typu panelu. Bylo použito zdvihací oko pro vyšší hmotnostní třídu 1,5 - 2,5 t, navíc i od jiného výrobce než od výrobce zabudovaných transportních kotev. Zdvihák neodpovídal hmotnostní třídě

zabudovaných transportních kotev - 1,3 t. Kotvy hmotnostní třídy 1,3 t mají dle podkladů výrobce průměr hlavy 19 mm. Použité zdvihací oko hmotnostní třídy 2,5 t má dovolenou maximální šířku mezery 17 mm. Zavěšení panelu na tyto háky bylo sice možné (po odsekání betonu), ale zatížení z hlav kotev se do ok zdviháků přenáší jen na velmi malé části hlavy (1-2 mm), Obr. 5 a 6. Dochází poté ke koncentraci zatížení na její okraj. Okraj hlavy dané zatížení nepřenesl, usmýkl se. Zavěšení na takovýchto závěsech bylo od samého počátku rizikové, nespolehlivé. Tři panely se podařilo osadit, čtvrtý ne.

O tom, že je zavěšení rizikové svědčí i ověřovací pokus provedený při vizuální prohlídce, který byl proveden ve spolupráci s Policií ČR. Při pokusu došlo též k vysmeknutí jednoho úchyty. Oka zdviháku se navíc neopírala do betonu, tak jak požaduje výrobce kotev. Nebyl tak zajištěn přenos vodorovné síly z kotvy do betonu dle doporučení výrobce, kotvy byly namáhány i výrazným ohybovým momentem.

Závěr a doporučení

Na základě zkušeností z prověřování okolností výše uvedené události upozorňujeme, že směrnice [1] v části 3 definuje obecné požadavky na navrhování transportních systémů, jejichž dodržování by mělo vést k bezpečnému používání. Jedná se o následující body:

- Transportní kotvy a transportní kotevní systémy se smí montovat a používat výhradně v rámci rozsahu použití, který je definován v pokynech pro instalaci a použití dodavatele nebo výrobce transportní kotvy nebo transportního kotevního systému.
- Pokud výrobci dílců sami vyrábějí transportní kotvy či transportní kotevní systémy a tyto zabudovávají do betonových dílců, protože např. pro dané použití chybí v pokynech pro instalaci a použití výrobců transportních kotev údaj dovoleného namáhání (únosnosti), jsou výrobci dílců považováni za výrobce transportních kotev nebo transportních kotevních systémů a tyto musí splňovat požadavky VDI/BV-BS 6205, část 2.
- Transportní kotvy musí být navrhovány a posuzovány kvalifikovanými pracovníky, s ohledem na zamýšlené použití a musí být zabudovány kvalifikovaným personálem.
- Prostřednictvím odpovídající dokumentace je nutno zajistit přenos potřebných informací od fáze návrhu až po uložení dílce na stavbě.
- Pokud je k přenesení zatížení z transportní kotvy do dílce potřebná přídatná výztuž, musí být tato výztuž uvažována ve statickém výpočtu, její účinky musí být ověřeny a musí být uvedena v projektové dokumentace. Přitom je třeba dbát údajů v pokynech pro instalaci a použití výrobců transportních kotev a transportních kotevních systémů.

K tomu další poznámky autorů:

- Jako důležité pokládáme zajištění důsledného přenosu informací od fáze projektu, výroby, transportu až po montážní organizaci na stavbě. Správný projekt ještě nezaručuje bezpečnou montáž, pokud se všechny informace z něho nedostanou až ke koncovým pracovníkům provádějící montáž.
- Doporučuje se vždy vypracovat montážní dokumentaci (návod k montáži). To se zejména u menších staveb obecně neděje.
- Doporučuje se v návrhu kotev neuvažovat s možným použitím prostředků (vahadel, kolébek apod.) pro všechny fáze výroby a montáže. Použití vahadel ve výrobních závodech je sice dnes poměrně běžné. V principu to snižuje zatížení na kotvy a tím i možnost použití menších kotev. Nicméně na stavbě (zejména menších) nejsou vždy tyto prostředky k dispozici. Kotvy jsou tak přetíženy. Proto je toto předvídatelné chybné použití vždy nutné důsledně zvážit a zabezpečit jinými způsoby.
- Vhodné je i redukovat množství typů kotev (zejména u menších staveb). Je třeba si uvědomit, že pro každý typ kotev je nutné mít na stavbě příslušný typ zdviháku.
- Používat pouze kompatibilní zdviháky s transportními kotvami. Vše od jednoho výrobce. Obecně není zaručeno, že lze použít zdviháky jiného výrobce.
- Na štítkách k prefabrikovanému dílci by mělo být vždy uvedeno i předpokládané schéma zvedání panelu, viz požadavek [1]. To se většinou neděje. Osoba provádějící uvázání panelu tak nemusí mít relevantní informaci. Obecně by dílce měly z výrobních závodů odcházet s manuálem k použití.
- Jsou nezbytná školení pracovníků (stavbyvedoucích, mistrů, jeřábníků, vazačů apod.) pro konkrétní typy transportních prostředků. Je zřejmé, že transportních systémů je poměrně hodně typů a každý vyžaduje specifické užívání.

Poděkování

Článek byl řešen v rámci projektu TH03020446 Vývoj dispozičně variabilnější panelové soustavy pro bytové domy s finanční podporou TA ČR.

Literatura

- [1] Technická pravidla *TP ČBS 06 Transportní kotvy*, vydáno v roce 2018.
- [2] VDI/BV-BS 6205 *Lifting inserts and lifting insert systems for precast concrete elements*, 2012.
- [3] Směrnice 2006/42/ES Evropského parlamentu a rady ze 17. května 2006 o strojních zařízeních a ke změně směrnice 95/16/ES.

AGRESIVITA PROSTREDIA POJAZDNÝCH PLÔCH GARÁŽÍ A MOŽNOSTI PREDĽŽENIE ICH ŽIVOTNOSTI

Juraj Bilčík¹
Vladimír Benko²

Abstrakt

Predmetom príspevku je vyhodnotenie agresívnosti prostredia podzemnej garáže a možností sekundárnej ochrany pojazdných plôch na zvýšenie ich trvanlivosti. Prostredie hromadnej garáže je mimoriadne agresívne najmä z hľadiska korózie ocelej výstuže v železobetónových stropoch pojazdných plôch. Zvýšená vlhkosť a koncentrácia CO₂, prítomnosť chloridov a trhlín skracujú pasívne a aktívne štádium korózie betonárskej výstuže pojazdných plôch.. Včasná aplikácia náterového systému predstavuje účinnú a ekonomickú ochranu na predĺženie ich životnosti.

1 Úvod

V tuneloch a garážach je rýchlejšia karbonatácia betónu (spojená s poklesom jeho alkality) spôsobená zvýšenou koncentráciou CO₂ vo vzduchu. Pre výstuž, ktorá sa nachádza v betón s pH < 9 sú tým väčšinou splnené podmienky (vlhkosť a prítomnosť kyslíka) pre koróziu výstuže.

Chloridové ióny z chemických rozmrazovacích látok (ChRL) používané pri zimnej údržbe ciest sú vozidlami zavlečené do garáže a vyvolávajú akcelerovanú koróziu výstuže.

Pojazdné plochy hromadných garáží sú vo zvýšenej miere ohrozené tvorbou trhlín od účinkov priameho a nepriameho zaťaženia, ktoré uľahčujú prienik CO₂ a chloridov z ChRL do betónu. Neutesnené trhliny urýchľujú koróziu výstuže a tým skracujú životnosť základových a stropných dosiek i rámp hromadných garáží.

Elektrochemickou koróziou ocele dochádza k zmenšovaniu prierezu plochy výstuže a porušeniu súdržnosti výstuže s betónom, čo spôsobuje skrátenie životnosti a statické problémy stropných dosiek.

Na zabezpečenie plánovanej životnosti železobetónových konštrukcií hromadných garáží sa využívajú sekundárne ochranné prostriedky. Na tento účel sa najčastejšie používajú pružné náterové systémy so schopnosťou prekryvať trhliny, respektíve kombinácia nepružných náterových systémov a injekcií trhlín. Náterové ochranné systémy sa vzhľadom na celkovú životnosť a prevádzkové náklady považujú za najvýhodnejší variant sekundárnej ochrany betónu pojazdných plôch v garážach.

Systém na ochranu horného povrchu pojazdných plôch hromadných garáží treba zvoliť na základe skutočných alebo predpokladaných príčin zhoršenia stavu železobetónových dosiek, respektíve stien a podľa primeraných zásad (princípov) a metód na ochranu povrchu betónu, ktoré stanovuje STN EN 1504-9 [1].

¹ prof. Ing., PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, e-mail: juraj.bilcik@stuba.sk

² pro. Ing., PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, e-mail: vladimir.benko@stuba.sk

2 Posúdenie účinkov agresivity prostredia v garážach

Horný povrch pojazdných plôch hromadných garáží je najčastejšie vystavený stupňom prostredia XC3, XD3 a XM1 (mierny stupeň obrušovania betónu).

2.1. Teplota a vlhkosť v podzemných garážach

Pri odhadovaní rizika korózie výstuže v betóne treba zohľadniť vlhkosťné pomery v podzemnej garáži ako i kvalitu betónu. V priebehu mesiacov november a december bola v podzemnej garáži, sledovaná teplota a vlhkosť vzduchu pomocou termohydrometra umiestneného v 3.PP. Zaznamenané priemerné teploty a vlhkosť vzduchu v sledovanom období sú uvedené v tab. 1.

Tab. 1 Priemerná teplota a vlhkosť vzduchu v 3. PP podzemnej garáže

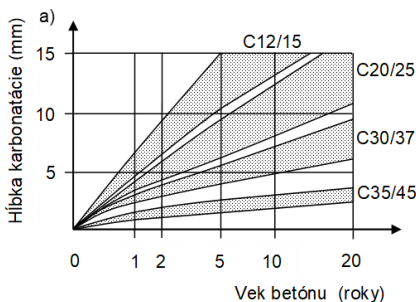
Merané obdobie	Vlhkosť (% R.V.)	Teplota (° C)
21. až 27.11.2006	75 až 80	21
5. až 8.12.2006	68 až 70	23

Vlhkosť betónu zodpovedajúca 60 až 70 % relatívnej vlhkosti obklopujúceho prostredia neumožňuje koróziu výstuže. Betón obsahujúci chloridy má zvýšenú schopnosť prijímať vlhkosť zo vzduchu (hygroskopicitu) a k zabráneniu korózneho procesu dochádza až pri poklese relatívnej vlhkosti vzduchu na 50 až 60 %.

Na základe uvedeného možno konštatovať, že vlhkosť vzduchu v podzemných garážach má hodnoty, ktoré umožňujú karbonatáciou betónu aj chloridmi iniciovanú koróziu výstuže v betóne.

2.2 Korózia výstuže iniciovaná karbonatáciou betónu

Obsah CO_2 sa v bežnom prostredí vyskytuje v množstve približne 0,03 obj. %. V garážach dosahuje koncentrácia CO_2 niekoľkonásobne vyššie hodnoty, v priemere 0,2 %. Karbonatácia betónu je spojená s poklesom na hodnotu $\text{pH} < 10$, pričom sa stráca stabilita pasivujúceho povlaku na výstuži (depasivácia), čo vedie k plošnej korózii ocelevej výstuže.



Obr. 1 Predpokladaný postup karbonatácie betónu

Ako to vyplýva z obr. 1, v konštrukciách podzemných garáží zhotovených z betónu C 30/37, s hrúbkou krycej vrstvy $c_{nom} \geq 25$ mm je výstuž trvalo chránená proti korózii iniciovanej karbonatáciou betónu aj napriek zvýšenému obsahu CO_2 .

2.3 Korózia výstuže iniciovaná chloridmi v betóne

Chloridy v betóne sú schopné iniciovať urýchlenú lokálnu koróziu výstuže aj v alkalickom prostredí betónu. Zvlášť citlivé sú stropné dosky viacpodlažných podzemných garáží, ak chloridmi kontaminovaná voda preniká deliacimi trhlinami k výstuži pri oboch povrchoch dosky.

Obsah chloridov v betóne sa vyjadruje percentuálnym podielom chloridových iónov k hmotnosti cementu. Koncentrácia chloridov v úrovni výstuže sa porovnáva s kritickým obsahom chloridov vyvolávajúcim depasiváciu výstuže. Kritický obsah chloridov v betóne závisí na zložení betónu a environmentálnych podmienok prostredia. STN EN 1992-1-1 [2] uvádza kritickú úroveň chloridov v intervale od 0,2 % do 0,4 %. Bolo však zistené, že ani pri hodnote $Cl^- = 1$ % neboli zistené stopy korózie, kým na druhej strane aj pri hodnote 0,1 % bola zaznamenaná korózia ocele.

Transport chloridov v povrchovej vrstve betónu prebieha najmä formou kapilárnej nasiakavosti vody kontaminovanej chloridmi. Vo väčších hĺbkach od povrchu betónu prebieha najmä difúzia chloridových iónov na základe rozdielu koncentrácie chloridových iónov smerom k výstuži.

Výrazne vyššie hodnoty obsahu chloridov v betóne možno očakávať v mieste trhlín, čo poukazuje na význam ich včasného utesnenia a pravidelnej kontroly tesnosti trhlín počas celej životnosti dosiek v garážach. Kontaminovaná voda prenikajúca cez trhlinu od povrchu dosky k výstuži sa následne môže vodorovne šíriť na spodnom povrchu výstuže v dutine od sadania a plastickeho zmrašťovania betónu. Touto cestou môžu chloridy vyvolať koróziu výstuže na veľkej ploche dosky.

Ak sa včas neprijmú opatrenia na zabránenie prístupu chloridov k výstuži cez trhlinu, môže po 10 až 15 rokoch v dôsledku malej anodickej a veľkej katodickej oblasti korózneho článku prebiehať intenzívna bodová korózia výstuže. V nenápadnej trhline šírky 0,25 mm na hornom povrchu pojazdnej plochy bola po 15 rokoch prevádzky garáže zistená 75 % strata prierezovej plochy výstuže Ø10 pri hornom povrchu stropnej dosky. Z uvedeného je zrejmé, že najväčšie riziko trvanlivosti dosiek garáží predstavuje kombinácia chloridmi kontaminovanej vody a trhlín.

2 Výber sekundárnej ochrany pojazdných plôch

Na zabezpečenie plánovanej životnosti konštrukcií hromadných garáží sa prednostne využívajú sekundárne ochranné prostriedky. Na tento účel sú vhodné pružné náterové systémy so schopnosťou prekrývať trhliny, resp. kombinácia nepružných náterových systémov a injektáž trhlín. Náterové ochranné systémy sa vzhľadom na celkovú životnosť, prevádzkové náklady a náklady na údržbu považujú za najvýhodnejší variant sekundárnej ochrany betónu.

Systém na ochranu horného povrchu pojazdných plôch hromadných garáží treba zvoliť na základe skutočných alebo predpokladaných príčin zhoršenia stavu a podľa

primeraných zásad (princípov) a metód na ochranu povrchu betónu, ktoré stanovuje STN EN 1504-9. Nemecká smernica uvádza varianty zhotovenia povrchov v Tab. 2.

Tab. 2: Varianty zhotovenia ochranných systémov pojazdných betónových plôch

	1	2		3	4		5	6	7
1	Variant	Variant A			Variant B			Variant C	
2	Popis ochranného systému	bez plošnej povrchovej ochrany alebo bez utesnenia (avšak so zvláštnym opatrením pre trhliny a škáry)			s plošnou povrchovou ochranou ^{d)}			s plošnou, trhliny prekryvujúcim utesnením, a ochrannou vrstvou ^{d)}	
3	Podvariant	A1	A2	B1	B2	C1	C2		
zhotovenie bez trhlín		lokálna ochrana trhlín a škár ^b (napr. trhliny prekryvajúca bandáž)	celoplošne nanesené tuhé vrstvy: OS 8 so sprievodným ošetrením trhlín ^a (napr. trhliny prekryvajúca bandáž)	celoplošne nanesené vrstvy prekryvajúce trhliny: OS 10 s pojazdnou vrstvou alebo OS 11	OS 10 alebo pásové tesnenie proti podtečeniu ^{c)} vždy s tesniacou a ochrannou vrstvou z ľateho asfaltu	dvojvrstvové pásové tesnenie tesnenie proti podtečeniu ^{c)} s ochrannou vrstvou			
a		c	c	b	a, b	a, b			
4	Návrhová zásada								
5	Stupne prostredia a vlhkosti	XD3, XC4, WA (prípadne XF2 alebo XF4)		XD1, XC3, WF (prípadne XF1)		XC3, WF (prípadne XF1)			
6	Minimálna krycia vrstva C _{min}	betonárska výstuž 40 mm predpinacia výstuž 50 mm		betonárska výstuž 40 mm predpinacia výstuž 50 mm		betonárska výstuž 20 mm predpinacia výstuž 30 mm			
7	Prehliadky ^{a)}	každoročne počas prvých 5 rokov, potom minimálne:							
		každé 2 roky	každoročne	každoročne	každoročne	každé 2 roky	každé 2 roky		

4 Záver

Problematika životnosti pojazdných plôch garáží je veľmi aktuálna, najmä pre stropné dosky. Kombinácia agresívneho prostredia, najmä prítomnosť chloridov, v kombinácii s výskytom trhlín významne znižuje ich trvanlivosť. Vhodne vybrané a včas aplikované ochranné náterové systémy sú účinný spôsob sekundárnej ochrany na predĺženie životnosti stropných a základových dosiek garáží.

Podakovanie

Táto práca bola podporovaná Agentúrou na podporu výskumu a vývoja na základe Zmluvy č. APVV-15-0658 a výskumným projektom VEGA č. 1/0456/17

Literatúra

- [1] STN EN 1504-9 (2009): Výrobky a systémy. na ochranu a opravu betónových konštrukcií. Definície, požiadavky, riadenie kvality a hodnotenie zhody. Časť 9
- [2] STN EN 1992-1-1 (2006): Navrhovanie betónových konštrukcií – Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy

Sekcia 2

Diagnostika a skúšanie betónových a murovaných konštrukcií

Odborní garanti a recenzenti sekcie:

Ing. Patrik Ševčík, TSÚS Bratislava

Ing. Ján Kucharík, PhD., VUIS mosty, s.r.o. Bratislava

doc. Ing. Peter Paulík, PhD., Stavebná fakulta STU Bratislava

prof. Ing. Leonard Hobst, CSc., Fakulta stavební VUT Brno

DIAGNOSIKA BETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ – METÓDY A SKÚSENOSTI

Peter Kyselica¹
Patrik Ševčík²

Abstrakt

Častou úlohou v znaleckej praxi v odbore stavebníctvo je stanovenie miery poškodenia železobetónových konštrukcií vplyvom požiaru. Na stanovenie tejto miery existuje celý rad diagnostických metód a postupov, z ktorých niektoré sú náročné z hľadiska finančného aj časového. Preto je nevyhnutné vybrať správnu metodiku diagnostiky tak, aby výstupy z nej čo najvernejšie vystihovali stav konštrukcie, ale aby zároveň bolo dodržané aj hľadisko hospodárnosti, účelnosti a časovej náročnosti.

Cieľom príspevku je zosumarizovať a zhodnotiť jednotlivé diagnostické postupy, ktorými sa diagnostikujú železobetónové konštrukcie poškodené požiarom. Na základe našich skúseností sme sa pokúsili navrhnúť metodiku výberu a používania jednotlivých diagnostických metód a postupov. Poznanie objektívneho stavu konštrukcie po požiari je základom pre stanovenie postupu jej následnej sanácie.

Úvod

Aplikácia diagnostických metód v prípade konštrukcií poškodených požiarom je v porovnaní s bežnou diagnostikou omnoho náročnejšia. Oproti bežným diagnostikám betónových konštrukcií sa v prípade požiarom poškodených konštrukcií musíme zaoberať ďaleko širším spektrom faktorov, ktoré na ne pôsobili. Aj na prvý pohľad nepoškodená konštrukcia môže vo vykazovať vizuálne nepozorované vážne poruchy, ktoré ju neumožňujú naďalej bezpečne využívať.

V zahraničí vyskytuje veľké množstvo prameňov, ktoré sa zaoberajú touto problematikou, praktických návodov ako postupovať v týchto prípadoch pri znaleckej činnosti je na Slovensku pomerne málo. Od výsledkov diagnostiky pritom závisia ďalšie dôležité rozhodnutia - či je možné konštrukciu zachovať, v akom rozsahu je potrebné ju sanovať, alebo je nutné ju odstrániť.

¹ Ing, Peter Kyselica, Technický a skúšobný ústav stavebný, n.o., Studená 3, 821 04 Bratislava

² Ing, Patrik Ševčík, Technický a skúšobný ústav stavebný, n.o., Studená 3, 821 04 Bratislava

Metodika diagnostiky a posudzovania betónových konštrukcií poškodených požiarom

Pri požiadavkách na vykonanie znaleckých posudkov pri železobetónových konštrukciách poškodených požiarom je možné postupovať podľa nasledovných bodov:

1. Podanie žiadosti o vykonanie znaleckého posudku

V žiadosti žiadateľ zadefinuje otázky, na ktoré sa má v posudku odpovedať a účel podania posudku. Je účelné, ak zadávateľ svoje otázky konzultuje vopred so znalcom hlavne z hľadiska ich technickej relevantnosti (v jednoduchších prípadoch sa môže vypracovať iba odborné stanovisko znalca). Najčastejšími otázkami sú v týchto prípadoch: zhodnotenie miery poškodenia konštrukcie požiarom, posúdenie možného zníženia únosnosti, podanie ideového návrhu opravy alebo návrhu na odstránenie ťažko poškodených častí. V tomto prípade ide o podrobné posúdenie miery degradácie založené na diagnostických prácach s využitím poznatkov materiálového inžinierstva a statiky konštrukcií.

Zadávateľom však môže byť tiež vyšetrovateľ Policajného zboru, potom je hlavným účelom spracovania posudku pripraviť technické podklady pre operatívne vykonanie nevyhnutných bezpečnostných opatrení – posudzuje sa stav bezprostredného ohrozenia a nutnosť dlhodobejšej evakuácie. Takýto posudok je súčasťou vyšetrovacieho spisu.

2. Zhromaždenie informácií a podkladov pre vypracovanie posudku.

Jedná sa hlavne o:

- správu o zásahu hasičských jednotiek – obsahuje dobu požiaru, druh a množstvo použitej techniky, výsledky termovízneho merania
- správu o príčinách požiaru podľa Zákona NR SR č. 314/2001 Z.z
- pôvodnú projektovú dokumentáciu objektu, prípadne výkresy novšieho zamerania
- informácie o zaťažení konštrukcie v čase požiaru
- informácie o počasí v čase požiaru, ktoré majú vplyv na jeho šírenie

Niektoré z uvedených podkladov nie sú na začiatku vypracovávaného posudku k dispozícii. V tomto prípade je potrebné získať aspoň čiastkové informácie.

3. Vykonanie statickej obhliadky požiaroviska

Obhliadka bez zásahov do konštrukcie. Pri statickej obhliadke sa sleduje miera zadymenia konštrukcie pred očistením, stav predmetov z plastov a kovov v mieste požiaru. Zhotoví sa fotodokumentácia, prípadne sa odoberú vzorky poškodeného zariadenia a vybavenia za účelom stanovenia dosiahnutých teplôt pri požiari.

V prípade, že statickú obhliadku nebolo možné vykonať z dôvodu neskoršieho prizvania znalca, zabezpečiť sa aspoň dostupná fotodokumentácia z miesta požiaru pred vyčistením požiaroviska.

4. Vykonanie dynamickej obhliadky požiaroviska

Obhliadka sa vykoná po vypratání a očistení povrchov betónu od sadzí. Zisťuje sa farebný odtieň betónu a porovnáva sa s farbou požiarom nezasiahnutých častí. Typické farby betónu poškodeného požiarom sú uvedené v nasledovnej tabuľke.

Teplota (°C)	Farba betónu	Zmena betónu pri danej teplote	Stav betónu
0 až 290	bez zmien	bez zmien	bez zmien
290 až 590	ružová až červená	povrchové popraskanie 300°C hlboké trhliny 550°C	zníženie pevnosti
590 až 950	svetlo sivá	drobenie, oddelenie krycej vrstvy výstuže	drobivý a krehký
nad 950	hnedožltá	výrazné drobenie	drobivý a krehký

Podrobne sa sleduje povrch betónu, jeho porušenie a trhliny. Ďalej sa merajú priehyby a deformácie prvkov konštrukcie. Stav konštrukcie sa porovnáva s časťami, ktoré neboli zasiahnuté požiarom.

5. Programu diagnostiky

Stanoveniu programu diagnostiky môže predchádzať vykonanie prvotných orientačných skúšok, na základe ktorých sa určí druh a miesto skúšok. Prvotnými skúškami môžu byť napríklad skúšky stavu povrchu betónu vykonané Schmidtovým tvrdomerom, výsledky ktorých sa porovnajú s údajmi zistenými na nepoškodených plochách. Ak je pokles hodnoty odrazov väčší ako 15%, je potrebné uvažovať o podrobnejšej diagnostike daného betónu. Pri poklese o 60% sa predpokladá významné porušenie betónu. Medzi prvotné merania môžu byť zahrnuté skúšky ultrazvukovou impulznou metódou za účelom stanovenie hĺbky poškodenia betónu.

Do programu diagnostiky je potrebné zahrnúť tiež skúšky na miestach nepoškodených požiarom, ale zhotovených rovnakým spôsobom ako zasiahnuté miesta. Na základe prvotných meraní sa stanovia miesta odberu vzoriek, druh a počet jednotlivých skúšok. Pri plánovaní skúšok preferujeme nedeštruktívne metódy a metódy lokálneho porušenia pred odbermi vzoriek na deštruktívne skúšky. Jadrovými vývrtmi je možné okrem získania vzoriek na skúšky tiež posúdiť celistvosť betónu a jeho prípadné vnútorné porušenia. Jadrové vývrty by mali byť vykonávané v prvom rade cez vrchné škrupiny tenkostenných stropných konštrukcií za účelom zistenia ich celistvosti.

6. Vykonanie vlastnej diagnostiky železobetónovej konštrukcie

Vlastná diagnostika sa začína odberom vzoriek, ktorý je najlepšie vykonať pomocou jadrového vŕtania diamantovým korunkovým vrtákom. Jeho priemer

sa volí v závislosti od požadovaných skúšok. Pre chemické analýzy postačujú jadrá malých priemerov do 50 mm.

Na odobratých valcových vývrtoch sa realizujú deštruktívne skúšky

- pevnosť v tlaku
- pevnosť v priečnom ťahu,

pričom pevnostné charakteristiky betónu sa verifikujú na valcoch s priemerom 100 mm, minimálne 50 mm.

Pri odbere vzoriek sa snažíme vyhnúť prevrtaniu výstuží, ktorú je potrebné pred odberom vzoriek nedeštruktívne preskúmať. V prípade potreby sa odoberú tiež vzorky výstuže na deštruktívne a chemické skúšky.

Priamo na konštrukcii sa vykonajú nedeštruktívne skúšky betónu :

- meranie krytia výstuže,
- stanovenie hĺbky poškodenia betónu ultrazvukovou metódou,
- stanovenie pevnosti v ťahu povrchovej vrstvy betónu,
- meranie permeability povrchu betónu
- stanovenie hĺbky karbonatácie betónu pomocou indikátora.

7. Vykonalenie analýz betónu a výstuže

Rozsegmentovaním odobratých vývrtov z betónu s priemerom 50mm sa získajú vzorky z rôznych hĺbok prierezu. Následne sa na týchto vzorkách vykoná termická (DTA-TG) a RTG difrakčná analýza za účelom stanovenia miery poškodenia mikroštruktúry betónu v rôznej hĺbke. Pri analýze vzoriek betónu z miesta výskytu výstuže v priereze možno odhadnúť teplotu, ktorá na výstuž pôsobila.

Metalografickými metódami je možné stanoviť možné zníženie mechanických vlastností výstuže vplyvom vysokej teploty.

8. Vyhodnotenie diagnostiky , formulovanie odpovedí na otázky

Výsledky jednotlivých skúšok a analýz sa vyhodnotia na základe dosiahnutých výsledkov jednotlivých vlastností. Dôležitými ukazovateľmi miery poškodenia betónu sú:

- porovnanie dosiahnutých výsledkov skúšok betónu na požiarom zasiahnutých a nezasiahnutých miestach.
- namerané priehyby a deformácie jednotlivých prvkov.
- výsledky simulácie priebehu teplôt v konštrukcii podľa Eurokódov, v súvislosti s nameraným krytím výstuže sa posúdi, či teplota vo výstuži prekročila kritické hodnoty. Vypočíta sa zostatková únosnosť konštrukcie podľa zistených znížených mechanicko-fyzikálnych parametrov betónu a ocele.
- na základe dosiahnutých výsledkov sa výpočtom podľa Eurokódov posúdi, či je konštrukcia schopná prenášať jednotlivé zaťaženia aj v požiarom

oslabenom stave, prípadne v akej miere je potrebné pristúpiť ku sanácii, prípadne aj asanácii jednotlivých prvkov železobetónovej konštrukcie.

Na základe skúseností z vykonávaním diagnostík konštrukcií poškodených požiarom možno formulovať tieto zásady, ktorými sa možno riadiť pri vykonávaní diagnostík v rámci znaleckých posudkov:

- vlastnej diagnostike musia predchádzať dôkladné obhliadky stavby poškodennej požiarom, jednak je to statická obhliadka po požiari a tiež dynamická obhliadka spojená so zásahom do konštrukcie po jej očistení. Z výsledkov týchto obhliadok a prvotných skúšok je možné stanoviť metodiku diagnostiky na konkrétnej stavbe.
- v rámci skúšania jednotlivých vlastností betónu poškodených požiarom je účelné každý druh skúšky vykonať tiež na nepoškodenom betóne za účelom vzájomného porovnania výsledkov.
- vykonávanie deštruktívnych skúšok betónu poškodeného požiarom je problematické vzhľadom na to, že požiarom môže byť ovplyvnená iba časť betónu do hĺbky niekoľko desiatok milimetrov, čo neumožňuje získať relevantné skúšobné telesá na deštruktívne skúšky. Toto sa hlavne týka skúšok pevnosti v tlaku na valcových vzorkách. Preto sa javí ako účelnejšie a výhodnejšie vykonávanie skúšok na princípe nedeštruktívnych a polonedeštruktívnych metód (metód lokálneho porušenia).
- skúšaním povrchu betónu tvrdomerom metódou Schmidtovým tvrdomerom je možné si vytvoriť pomerne rýchlo prvotný obraz o poškodení betónu. Touto metódou je možné odhaliť miesta s oddeľujúcim sa betónom a najslabšie miesta, kde sa vykonajú ďalšie podrobnejšie skúšky a analýzy.
- z hľadiska mechanických vlastností betónu je pri diagnostike účelné zamerať sa na skúšanie ťahových pevností betónu, ktoré sú citlivejšie na vplyv teploty. S výhodou je možné používať skúšky pevnosti v ťahu povrchových vrstiev betónu, ktoré patria medzi metódy lokálneho porušenia. Tieto metódy spájajú výhody deštruktívnych a nedeštruktívnych metód. Opakovaným skúšaním na jednom skúšobnom mieste je možné stanoviť hĺbku porušenia betónu. Stanovenie hĺbky porušenia betónu má vplyv na posúdenie ovplyvnenia výstuže požiarom.
- ďalšou metódou, ktorou je možné predpovedať hĺbku porušenia betónu je ultrazvuková impulzná metóda. K tejto metóde je vypracovaných viacero postupov, ako stanoviť hĺbku porušenia betónu vplyvom požiaru. Touto metódou je možné tiež odhaliť miesta s vnútorným porušením betónu vzniknutým prudkým ochladením konštrukcie pri hasení.
- na overenie hĺbky ovplyvnenia betónu požiarom je v náročnejších prípadoch možné vykonať DTA/TG a RTG analýzu. V tomto prípade je možné vzorku

betónu odobrať v mieste výstuže a tým zistiť teplotu, ktorej bola táto vystavená počas požiaru.

- pre celkové zhodnotenie fyzického stavu betónu atakovaného ohňom má význam opakovať tieto skúšky minimálne v horizonte 180 dní po zaťažení ohňom. Ich výsledkom je časové zistenie stabilizácie mikroštruktúrneho stavu betónu po požari. Z hľadiska fyzikálno-mechanických vlastností sa tieto menia aj v prvých týždňoch po požari. Pevnosť betónu v čase po požari nadálej klesá. Pokles pevnosti v ťahu niektorých druhov betónu vystavených teplote 500°C v čase 3 mesiace po požari môže dosahovať iba polovičnú hodnotu pevnosti zistenej bezprostredne po požari. Na druhej strane v prípade dodania vlhkosti, môže nastať naopak rehydratácia betónu s čiastočným nárastom pevnosti. Z uvedeného dôvodu je pri stanovaní mechanicko-fyzikálnych parametrov betónu potrebné určitý čas vyčkať, aby sa tieto parametre ustálili. V prípade, že je potrebné vykonať diagnostiku a stanovenie pevnostných parametrov betónu v krátkom čase po požari, je potrebné s touto skutočnosťou počítať pri vyhodnocovaní výsledkov.
- merania skutočných mechanických parametrov ocele sú problematické, preto teplotu, ktorú dosiahla výstuž počas požiaru, je možné odhadnúť na základe stavu betónu krycej vrstvy. Ak bola teplota výstuže (mäkkej betonárskej) pod 450°C, zníženie jej pevnosti sa nepredpokladá. Pre predpätú výstuž je táto teplota oveľa nižšia (na úrovni 200°C). Možnú mieru ovplyvnenia výstuže požiarom je možné posúdiť výpočtom podľa Eurokódov.
- zvýšenú pozornosť je potrebné venovať predpätým a tenkostenným prvkom, ktoré môžu byť významne poškodené už pri pôsobení nižšej teploty. Ich poškodenie môže byť spôsobené náhlým ochladením ich povrchov pri hasení vodou a nemusí byť na povrchu badateľné.

Literatúra

- [1] Annerel, L., Taerwe, L. : Assesment of the residual strength of concrete structures after fire exposure, Universiteit Gent, ACCES Workshop , III/2010
- [2] Procházka, J. , Betonové konstrukce – požární návrh , ČVÚT FSv Praha, VI/2005
- [3] Votava, J., Návrh metodického postupu zisťovania príčin požiarov v bytovom hospodárstve , bakalárska práca, ŽU FŠI Žilina, V/2008
- [4] Yoshida, M., Okamura, Y., Tasaka , S., A study on Temperature Estimation in Concrete Members After Fire, General Buildig Research Corporation of Japan, FIRE SAFETY SCIENCE-PROCEEDINGS OF THE FOURTH INTERNATIONAL SYMPOSIUM, XII/2006
- [5] Narendra K. Gosain, Ph.D., P.E., Ray F. Drexler, P.E., and Dilip Choudhuri, P.E, Evaluation and Repair of Fire-Damaged Buildings, Structural Forensics - Investigating structures and their components, IX/2008

DIAGNOSTIKA A NÁVRH SANÁCIE OŽĎANSKÉHO TUNELA

Peter Havlíček¹

Peter Paulík²

Ľuboš Hruštinec³

Jakub Gašpárek⁴

Abstrakt

Ožďanský tunel bol postavený v roku 1913, ale od roku 2000 je nevyužívaný z dôvodu zrušenia železničnej trate. V budúcnosti však bude týmto tunelom viesť cyklotrasa a preto je naplánovaná jeho rekonštrukcia. Začiatkom roku 2019 bol vykonaný rozsiahly diagnostický prieskum, ktorého cieľom bolo získanie podkladov pre posúdenie stavebno-technického stavu tunela.

Úvod

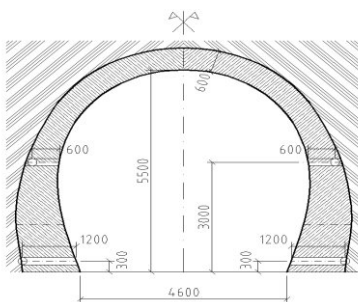
Objektom diagnostiky je bývalý železničný tunel postavený v roku 1913 pri obci Ožďany, na železničnej trati Rimavská Sobota – Poltár. Tunel bol od roku 2000 nevyužívaný z dôvodu zrušenia prevádzky na tejto trati. Jedná sa o železničný jednokoľajný tunel s ostiením z простého betónu. Ostenie má premennú hrúbku od približne 1200 mm na úrovni koľaje a s konštantnou hrúbkou kaloty 600 mm od výšky cca. 3 metre nad úrovňou koľajového lôžka (podľa zamerania in-situ v rámci diagnostiky). Železobetónové ostenie je na niektorých miestach nahradené kamenným ostiením. Bezprostredne za ostiením bola zistená poloskalná hornina prachovcov. Podľa pracovných škár bolo ostenie betónované v približne 6 metrov dlhých záberoch v celkovom počte 26. V ostení sa nachádzajú odvodňovacie otvory na úrovni koľaje a vo výške približne 3 metre. V tunely sa tiež nachádzajú celkovo 4 bezpečnostné výklenky v tretinách tunela. Schematický priečny rez tunelovou rúrou je na obrázku 1. Pri vstupných portáloch tunela sa nachádzajú gravitačné betónové oporné múry s krídlami dĺžky 9,2 až 10,6 metra. Dnes je naplánované viesť týmto tunelom cyklotrasu, čo si vyžiadalo jeho podrobnú diagnostiku.

¹ Ing., P. Havlíček, Radlinského 11, 810 05 Bratislava

² doc., Ing., PhD., P. Paulík, Radlinského 11, 810 05 Bratislava

² doc., Ing., PhD., Ľ. Hruštinec, Radlinského 11, 810 05 Bratislava

¹ Ing., J. Gašpárek, Radlinského 11, 810 05 Bratislava



Obr. 1 Priečný rez tunela, podľa zamerania a diagnostického prieskumu

Diagnostický prieskum tunela

Diagnostika s podrobným zameraním tunela sa uskutočnila v prvej polovici roku 2019 a bola realizovaná firmou Proponti s.r.o. v spolupráci s katedrami BKaM a Geotechniky (STU Bratislava). Hlavným cieľom bolo stanovenie mechanických parametrov betónu a lokalizácia porúch ostenia. Pri diagnostike sa tiež zistil typ zeminy za ostiením tunela a naplánovali sa dva overovacie geologické vrty, dĺžky 30 metrov, cez nadložie až do hĺbky 6 metrov pod dno tunela.

Rozmery tunelovej rúry boli zamerané geodeticky vo viacerých profiloch. Hrúbka ostenia bola zameraná cez odvodňovacie otvory pri spodnej časti tunelovej rúry a v spodnej časti kaloty. Hrúbka ostenia sa zamerala aj vrtom vo výške približne 1,3 metra nad úrovňou koľajového lôžka. Z nameraných výsledkov sa stanovila priemerná hodnota 600mm 3 metre nad úrovňou koľajového lôžka. Hrúbka ostenia na úrovni koľaje bola stanovená na 1200 mm (+- 100 mm).

Merania pevnosti betónu sa vykonalo na tunelových segmentoch č. 3,10,19,20,21 a to pomocou Schmidtového tvrdomera a na jadrových vrtoch. Charakteristická pevnosť zistená tvrdomerom sa pohybovala v intervale 29,7 – 41,7MPa, ale charakteristická valcová pevnosť stanovená na jadrových odvrtch bola len 8,2 MPa s modulom pružnosti v intervale 9,5 – 25,5 GPa. Veľký rozdiel v pevnosti betónu stanovenej nedeštruktívne a na jadrových vrtoch je možné pripísať nedokonalému hutneniu betónovej zmesi, ktorá je očividne kompaktnejšia na povrchu (pri debnení) ako vo vnútri betónového ostenia. Pri odvrtch nebola v betóne nájdená žiadna výstuž a preto je zisťovanie obsahu chloridov hĺbkou karbonatácie z titulu korózie bezpredmetné. Hĺbka karbonatácie nameraná na jadrových vrtoch sa pohybovala od 0 mm v miestach permanentného zatekania po hodnotu 3 mm na vlhkých miestach (suché miesta sa v tuneli kvôli vysokej vlhkosti a kondenzácii pár nenachádzajú). Odtrhové skúšky sa pre túto vysokú vlhkosť v tuneli a jej kondenzáciu na povrchoch nepodarilo uskutočniť, keďže epoxid sa na vlhký povrch neprichytil. S touto skutočnosťou treba počítať aj pri návrhu sanačných opatrení a zohľadniť to pri výbere vhodných sanačných hmôt.

Vizuálna prehliadka tunela mala za cieľ odhaliť všetky viditeľné poruchy na vonkajších povrchoch a spresniť ďalší postup pre sanáciu resp. vykonanie doplnkových meraní. Orientačná schéma tunela s číslovaním segmentov

a rozsahom jednotlivých porúch je na obrázku 7. Pri oboch portáloch tunela sú v ostení viditeľné viaceré inkrustované trhliny šírky aj niekoľko milimetrov. Trhlinami je ostenie pri portáloch poškodené len na prvých 2 až 3 metroch.



Obr. 2 Inkrustované trhliny v ostení pri portáloch tunela

V ďalších častiach tunela sa trhliny vyskytujú len sporadicky a jedná sa zväčša o pozdĺžne trhliny (častejší výskyt pozdĺžnych trhlín je v segmentoch 23, 18, 15, 11, 10, 6, 5, 4, 3). Celoplošným problémom tunelového ostenia je kondenzácia vodnej pary, ako aj biologická korózia betónu obr. 3.



Obr. 3 Biologická korózia betónu ostenia



Obr. 4 Inkrustovaná horizontálna trhlina

V niektorých oblastiach ostenie tunela intenzívne zateká. V miestach zatekania betónu dochádza k jeho postupnej degradácii odlupovaním a v týchto miestach dochádza k vylúhovaniu betónu čím môže klesať jeho pevnosť obr. 4. Časť ostenia tunela nie je tvorená prostým betónom, ale je vymurovaná z kamenných blokov. Na niektorých miestach (segmenty 12, 13) dochádza k rozsiahlejšiemu rozpadu betónu a vypadávaniu celých kusov ostenia, obr. 5. Na krídlach portálov sa sporadicky vyskytujú pozdĺžne inkrustované trhliny. Krídla portálov sú tiež celoplošne postihnuté biologickou koróziou betónu vo forme machov obr. 6.

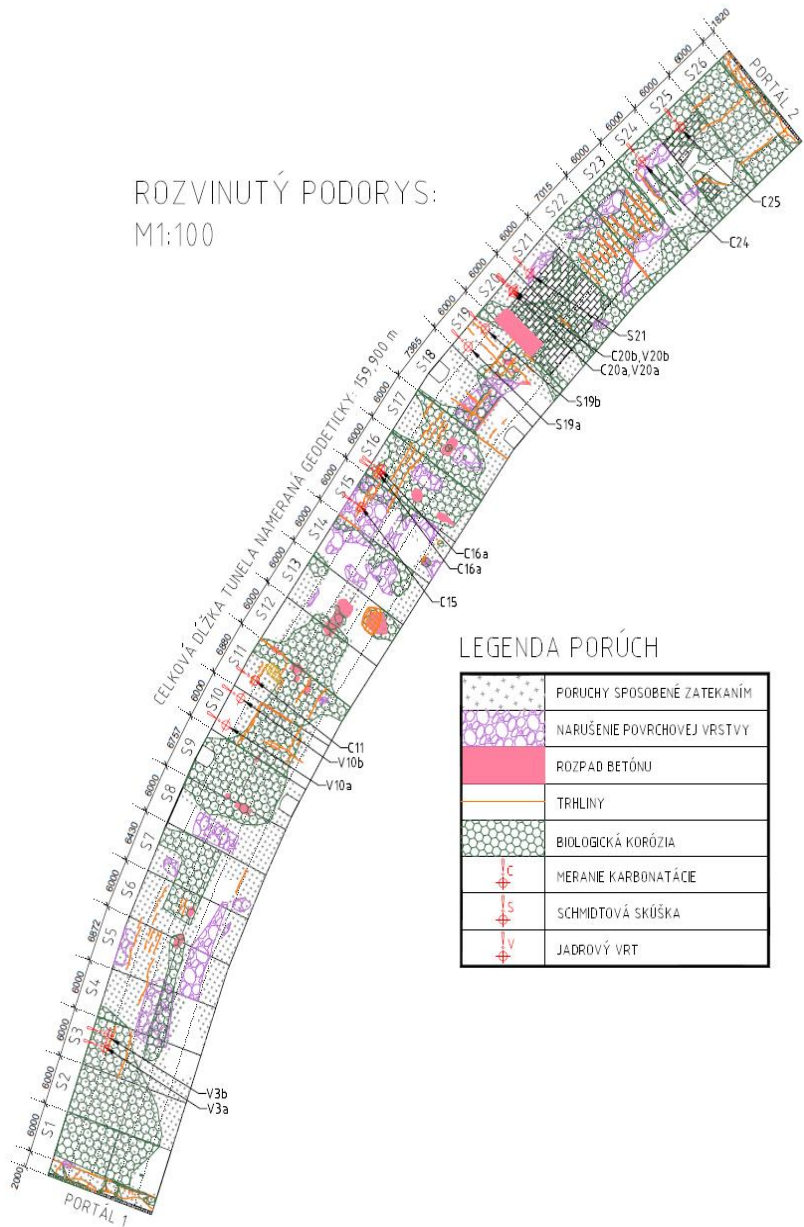


Obr. 5 Rozpad betónu ostenia



Obr. 6 Celoplošná biologická korózia betónu krídel portálov

ROZVINUTÝ PODORYS: M1:100



Obr. 7 Orientačná schéma tunela s číslovaním segmentov a rozsahom jednotlivých porúch

Celkové hodnotenie stavu tunela

Tunel intenzívne zateká s čím súvisia ďalšie poruchy ako tvorba inkrustácií a biologická korózia. V niektorých segmentoch dochádza k čiastočnému rozpadu betónu. Ostenie pri portáloch je porušené viacerými trhlinami, ktoré sú inkrustované a teda je možné predpokladať že vznikli už dávnejšie a sú neaktívne. Trhliny sa vyskytujú aj v niektorých vnútorných častiach ostenia, pričom približne polovica z nich je inkrustovaná.

Mechanické parametre betónu zisťované na jadrových vývrtoch poukázali na veľký rozptyl v mechanických parametroch v rámci ostenia a na výrazný nesúlad medzi výsledkami nedeštruktívneho stanovenia pevnosti betónu v tlaku a medzi pevnosťami nameranými na jadrových vrtoch. Veľký rozdiel v pevnosti betónu stanovenej nedeštruktívne a na jadrových vrtoch je možné pripísať nedokonalému hutneniu betónovej zmesi, ktorá je zjavne kompaktnejšia na povrchu (pri debnení) ako vo vnútri betónového ostenia. Životnosť tunela závisí len od degradácie ostenia, ktoré je z prostého betónu a teda jediný spôsob degradácie, ktorý v tomto prípade hrozí je vylúhovanie betónu v dôsledku intenzívneho zatekania. Pri rekonštrukcii je potrebné zatekaniu ostenia zabrániť a sfunkčniť systém odvodnenia tunelovej rúry. Ďalšia životnosť tunela môže byť vhodnou sanáciou predĺžená na neurčito, avšak je potrebné do ostenia osadiť monitorovacie body a tunel priebežne geodeticky sledovať a systematicky odborne každoročne prehliadať. Celkový stav tunela bol zhodnotený ako zlý a v prípade jeho ďalšieho využitia bude nutná rozsiahla rekonštrukcia.

Návrh sanačných opatrení

Na základe záverov z diagnostiky bolo zistené, že opätovné sprevádzkovanie tunela si vyžiada rozsiahlu rekonštrukciu. Ako prvé bude nasledovať celoplošné očistenie tunela vysokotlakovým vodným lúčom, za cieľom identifikovať a odstrániť miesta so slabým alebo porušeným betónom. Tieto miesta sa následne zasanujú vhodnou sanačnou hmotou. Keďže ostenie tunela silne presakuje môže byť súdržnosť medzi sanačnou hmotou a betónom časom narušená, v takomto prípade sa bude vysprávka kotviť dodatočne vlepovanou výstužou. Pri oblastiach poškodenia s väčšou plochou ako $0,25\text{m}^2$ sa pridá výstuž sieťovinou z nekorodujúceho materiálu, pričom sieťovina bude kotvená do pôvodného ostenia. Aby sa zabránilo neželaným priesakom vody mimo systém odvodnenia bude na ostenie tunela aplikovaná kryštalická hydroizolácia, napríklad Xypex. Kritické miesta kde dochádza k odpadávaniu a rozpadu betónu budú zosilnené vytvorením sekundárneho ostrenia zo striekaného betónu. Po celej dĺžke tunela sa odstráni železničný zvršok a na jeho mieste sa vybetónuje rozperná železobetónová doska, na zlepšenie statického pôsobenia ostenia. Keďže sa bude tunel v budúcnosti využívať ako súčasť cyklotrasy musia byť vytvorené odvodňovacie žľaby, nová betónová vozovka a bude pridané aj osvetlenie tunela. Konečný rozsah prác však bude známi, až po vykonaní dodatočného geologického prieskumu. Vizualizácia dokončeného tunela je na obrázku 8.



Obr. 8 Vizualizácia tunela po plánovanej rekonštrukcii

Pod'akovanie

Projekt bol realizovaný za finančnej podpory Agentúry na podporu výskumu a vývoja Ministerstva školstva a vedy SR v rámci projektu APVV-15-0658.

Literatúra

- [1] TP 09/2012 Katalóg porúch mostných objektov na diaľniciach, rýchlostných cestách a cestách I., II. a III. triedy, Slovenská správa ciest 2012
- [2] Správa z diagnostiky – časť 2: Bývalý železničný tunel pri obci Ožďany
- [3] TP 11/2011 Protipožiarna bezpečnosť cestných tunelov,, Slovenská správa ciest 2011
- [4] TP 10/2005 Katalóg porúch tunelov na pozemných komunikáciách, Slovenská správa ciest 2005
- [5] TP 04/2015 Ochrana tunelov proti vode a odvodnenie tunelov, Slovenská správa ciest 2015

DIAGNOSTIKA A NÁVRH REKONŠTRUKCIE PLAVECKÉHO BAZÉNA

Ivan Holly¹
Juraj Bilčík²

Abstrakt

Diagnostika 25 m krytého plaveckého bazéna bola zameraná na zistenie skutkového stavu konštrukcie, ktorý mal poskytnúť informácie pre návrh rekonštrukcie a prípadné zosilnenie betónovej nosnej konštrukcie. Rekonštrukcia súvisela s modernizáciou a výmenou technológie bazéna. Rekonštrukčné práce zahŕňali vytvorenie nového obloženia stien a dna bazéna, ako aj stavebné úpravy nosnej konštrukcie vyplývajúce z novej technológie.

1. Úvod

Cieľom diagnostických prác bolo získanie podkladov pre posúdenie stavebno-technického stavu a návrh prípadnej opravy nosných konštrukcií pod plaveckým bazénom. V prvej fáze bola urobená podrobná prehliadka a špecifikovaný postup prác. Výsledkom je vyhodnotenie aktuálneho stavebnotechnického stavu a stručný návrh sanácie, resp. rekonštrukcie jednotlivých častí konštrukcie.

V druhej fáze prác bol vytvorený výpočtový model konštrukcie, na ktorom boli simulované účinky zaťaženia od prevádzky bazéna a zvýšeného zaťaženia. Následne boli vypočítané vnútorné sily a posúdené rozhodujúce prierezy konštrukcie. Výsledkom výpočtu bolo overenie spoľahlivosti konštrukcie z hľadiska medzných stavov únosnosti.

2. Stavebno-technický stav konštrukcie

2.1 Popis konštrukcie bazéna

Existujúcu konštrukciu tvoria dva bazény (horný a dolný). Horný bazén je plavecký, dolný bazén bol využívaný ako zádržná nádrž v čase, keď bol horný bazén mimo prevádzky. Vonkajšie rozmery bazéna sú cca 25,10x37,80m.

Nosné prvky posudzovanej konštrukcie bazéna boli navrhnuté z betónu značky B-250 a betonárskej ocele triedy 400. STN ISO 13822 v tab. NC. 1 uvádza, že navrhovaný betón zodpovedá pevnostnej triedy C16/20 v zmysle STN EN 206.

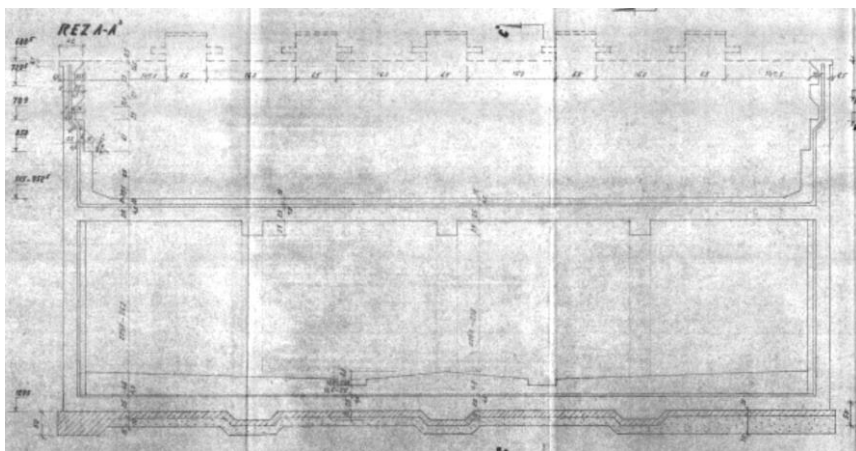
Nosnú konštrukciu dna bazénu tvorí železobetónová monolitická spojitá stropná doska hrúbky 250mm. Vnútorné polia dosky sú v osovej vzdialenosti 3370mm podopierané prievlakmi, krajné polia dosky dĺžky 3070mm sú ukladané na obvodovú stenu spodného bazénu. Stropná doska je navrhnutá z betónu B250

¹ Ing., PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, e-mail: ivan.Holly@stuba.sk

² Prof. Ing., PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, e-mail: juraj.bilcik@stuba.sk

(C16/20) a ocele triedy 10 400. Doska je pri spodnom aj hornom povrchu v smere kolmo na prievlaky vystužená oceľou $\varnothing 12/150$. Polovica výstuže je v tvare šikmých ohybov a je podľa potreby striedavo ukladaná k hornému a k spodnému povrchu dosky.

Stropné trámy, podpierajúce dosku dna horného bazéna, majú vo vnútorných poliach osovú vzdialenosť 3200mm a sú uložené na železobetónové stĺpy. Krajné polia trémov majú osovú vzdialenosť 3000mm a sú uložené na obvodové steny bazéna. Hlavná výstuž trému v tvare priamych prútov a šikmých ohybov je tvorená v poli trému 4 $\varnothing 18$, resp. min 6 $\varnothing 18$ nad stĺpmi. [1],[2]. Priečnu výstuž tvoria strmene $\varnothing 8$ po 250mm.



Obr. 1 Vzorový priečny rez časti bazénom [1]

2. Analýza životnosti

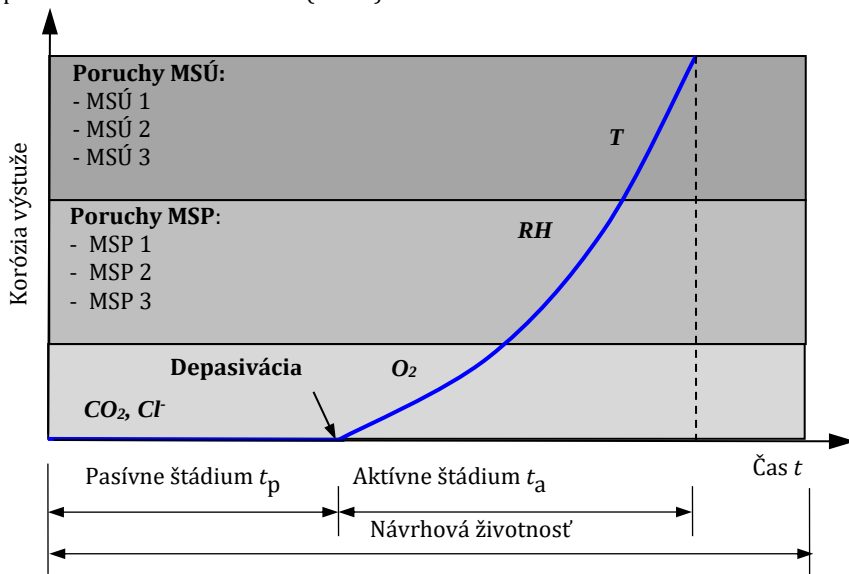
Predmetom analýzy životnosti sú nosné materiály bazénu: betón a v ňom zabudovaná oceľová výstuž. Zvýšená vlhkosť a prítomnosť chloridov vytvárajú agresívne prostredie z hľadiska elektrochemickej korózie betonárskej výstuže, najmä v prípade dolného bazénu, ktorý je navyše vystavený striedavému nasakovaniu a vysušaniu betónu. Betonárska výstuž je skorom štádiu chránená pred koróziou vysokou alkalitou prostredia betónu, ktoré vytvára pasivujúci povlak na jej povrchu.

Plavecký bazén je vystavený stupňom agresívnosti prostredia:

- XC4 z hľadiska karbonatácie betónu,
- XD2 z hľadiska difúzie chloridových iónov z chemickej úpravy vody.

Na základe vyššie uvedených skutočností sa posúdenie životnosti sústreďuje na priebeh korózie betónu a betonárskej výstuže iniciovanej karbonatáciou betónu, resp. difúziou chloridov z chemickej úpravy bazénovej vody, ktoré môžu mať významný

vplyv na železobetónový bazén z hľadiska medzných stavov únosnosti, použiteľnosti i trvanlivosti (obr. 2).



Obr. 2 Schematické znázornenie vplyvu korózie výstuže na životnosť bazéna

2.1 Korózia výstuže iniciovaná karbonatáciou betónu

Za predpokladu dostatočnej vlhkosti betónu a možnosti difúzie kyslíka sú vytvorené podmienky pre koróziu výstuže v skarbonatovanom betóne. Rozlišuje sa pasívne a aktívne štádium výstuže v betóne. *Pasívne štádium* t_p sa definuje ako časový interval od zabudovania výstuže do betónu až do porušenia pasívnej vrstvy na jej povrchu. *Aktívne štádium* t_a je časovo ohraničené stratou použiteľnosti, resp. bezpečnosti konštrukcie (obr. 2).

Obsah CO_2 v atmosfére je s hodnotou 0,04 % prakticky konštantný, t. j. približne 800 mg/m³. Aktívne štádium korózie výstuže sa považuje za ukončené, ak nastane neakceptovateľná strata prierezovej plochy výstuže alebo súdržnosti, prípadne ak sa v betónovej krycej vrstve zistia trhliny vyvolané koróziou výstuže.

2.2 Korózia výstuže iniciovaná difúziou chloridových iónov

Železobetónová konštrukcia bazéna je vystavená pôsobeniu chloridov z dezinfekčných prostriedkov, ktoré difúziou prenikajú do betónu. Prenikanie chloridov do vnútra betónu sa spomaľuje kapilárnymi dutinami v betóne. Zvýšený obsah chloridov sa koncentruje pri povrchu betónu. Obsah chloridov v betóne sa vyjadruje percentuálnym podielom chloridových iónov k hmotnosti cementu. Koncentrácia chloridov v úrovni výstuže sa porovnáva s kritickým obsahom chloridov vyvolávajúcim depasiváciu výstuže, ktorý závisí na zložení betónu a environmentálnych podmienok prostredia. Za kritickú úroveň sa všeobecne

považuje interval od 0,2 % do 0,4 %. Obsah chloridových iónov v betóne z hľadiska korózie oceleovej výstuže limituje STN EN 206/NA [3], ako aj Bulletin fib No. 34 [4].

Plne pravdepodobnostný návrh pre modelovanie prenikania chloridov (DuraCrete, Model Code 2010 [5]) je založený na bilancii kritickej koncentrácie chloridov C_{crit} so skutočnou koncentráciou chloridov na povrchu výstuže v krycej vrstve v čase t . Kritická hodnota koncentrácie chloridov na povrchu výstuže, v čase t sa podľa Model Code 2010 vypočíta:

$$C_{crit} = C(x = a, t) = C_0 + (C_{s,\Delta x} - C_0) \cdot \left[1 - \operatorname{erf} \frac{a - \Delta x}{2 \cdot \sqrt{D_{app,C}(t) \cdot t}} \right] \quad (1)$$

kde C_0 je pôvodný obsah chloridov v betóne [hm.-%/c]

$C_{s,\Delta x}$ obsah chloridov na povrchu betónového prvku hĺbke Δx v sledovanom čase [hm.-%/c].

a hrúbka betónovej krycej vrstvy [mm]

Δx prenosová funkcia, hĺbka povrchu ostrekovanej oblasti s častou zmenou vlhkosti [mm]

$D_{app,C}$ koeficient difúzie chloridov v betóne [mm²/a]

t čas [roky]

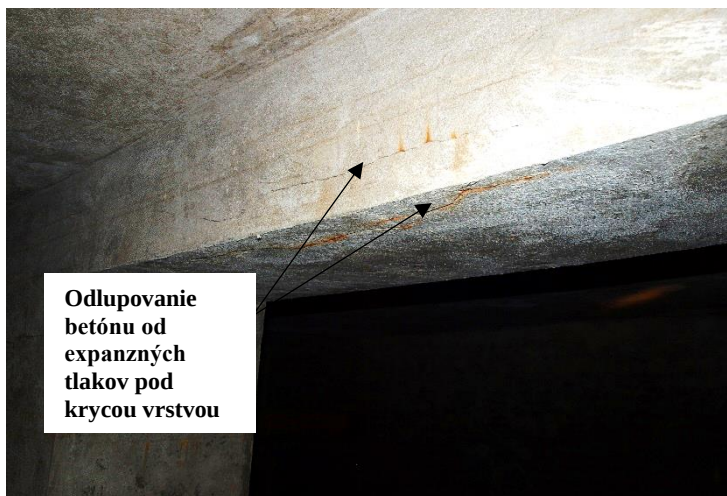
erf funkcia chýb (error function)

Depasiváciou výstuže v dôsledku karbonatácie betónu alebo prenikania chloridov končí počiatočné pasívne štádium a začína aktívne štádium korózie výstuže. Vo fáze jej šírenia dochádza k lokálnemu alebo celoplošnému zmenšovaniu prierezu výstuže. Vznikajúce produkty korózie zväčšujú svoj objem a dochádza k vzniku ťahových napätí. Prekročením ťahovej pevnosti betónu dochádza k vzniku trhlín a následne k odpadávaniu krycej vrstvy. Dĺžka časového úseku medzi depasiváciou a vznikom trhlín v betóne závisí okrem rýchlosti korózie a typu produktov korózie aj na kvalite a hrúbke betónovej krycej vrstvy.

V tabuľke 4.4N STN EN 206 [3] sa pre triedu S3(steny, dosky), návrhovú životnosť konštrukcie 50 rokov a stupeň prostredia XC4 uvádza hodnota minimálneho krytia $c_{min,dur} = 25$ mm, resp. $c_{min,dur} = 35$ mm stupeň prostredia XD2. Pre tyčové prvky (nosníky, stĺpy) je potom hodnota minimálna krytia $c_{min,dur} = 30$ mm pre stupeň prostredia XC4 a $c_{min,dur} = 40$ mm pre prostredie XD2. Z uvedeného vyplýva, že diagnostikou zistená hrúbka krycej vrstvy je podľa súčasne platných normových predpisov nedostatočná.



Obr. 3 Odpadnutá krycia vrstva betónu a korózia výstuže v päte steny



Obr. 4 Prejavy korózie výstuže na povrchu trámov

Na viacerých miestach bazéna prebieha korózia výstuže (Obr.3) a v dôsledku radiálnych tlakov vznikajú nad výstužou trhliny a následne dochádza k odlamovaniu rohov trávov (Obr.4). Korózia spôsobuje oslabenie prierezovej plochy výstuže (rohy stien, spodný povrch dosiek ochodze), zmenšenie súdržnosti výstuže s betónom a tým zníženie bezpečnosti konštrukcie. Cez vzniknuté trhliny v betóne, resp. obnažením výstuže dochádza k priamemu kontaktu výstuže s agresívnym

prostredím. Tým sa urýchľuje transport chloridových iónov k výstuži. Na viacerých miestach bola potrebná reprofiliácia betónu v okolí výstuže.

ZÁVERY

Diagnostikou konštrukcie bol na mnohých miestach bazéna zistený havarijný stav konštrukcie, ktorý si vyžadoval reprofiliáciu výstuže a betónovej krycej vrstvy. Statickým posúdením bolo preukázané, že aj pri výšnom namáhaní je výstuž v hlavných nosných prvkoch dostatočná nie je ohrozená bezpečnosť konštrukcie. V roku 2018 úspešne prebehla rozsiahla rekonštrukcia a modernizácia plaveckého bazéna spojená s kompletnou výmenou technologického zariadenia. V októbri 2019 bol rekonštruovaný bazén uvedený do prevádzky.

Podakovanie

Príspevok vznikol za podpory výskumného projektu VEGA 1/0456/17 a Agentúrou na podporu výskumu a vývoja na základe Zmluvy č. APVV-15-0658.

Literatúra

- [1] Pôvodná projektová dokumentácia statiky, Stavebná fakulta Blok „B3“ bazén 25/12 m
- [2] Hollý I. :Správa: Diagnostika konštrukcie bazénu SvF STU v Bratislave so statickým posúdením zmien súvisiacich so zmenou technológie a návrhom sanácie
- [3] STN EN 206:2013+A1:2017: Betón. Špecifikácia, vlastn., výroba a zhoda, (2017)
- [4] Bulletin fib No. 34: Model Code for Service Life Design. CEB – FIP, 2006, 116 str.
- [5] Model Code 2010 (Final draft). fib (CEB – FIP), 2011, 676 str.
- [6] STN EN 1991-1 Eurokód 1: Zásady navrhovania a zaťaženia konštrukcií, Časť 1: Zásady navrhovania
- [7] STN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zaťaženia konštrukcií, Časť 1-1: Všeobecné zaťaženia – Objemová tiaž, vlastná tiaž a úžitkové zaťaženia budov
- [8] STN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhovanie betónových konštrukcií, Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy
- [9] STN EN 1992-1-1/NA Eurokód 2: Navrhovanie betónových konštrukcií, Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy, Národná príloha
- [10] STN EN 1504-9: Výrobky a systémy na ochranu betónových konštrukcií. Časť 9: Všeobecné zásady používania výrobkov a systémov. 2009

POSÚDENIE AKTUÁLNEHO STAVU TRIBÚNY ZÁVODISKA BRATISLAVA

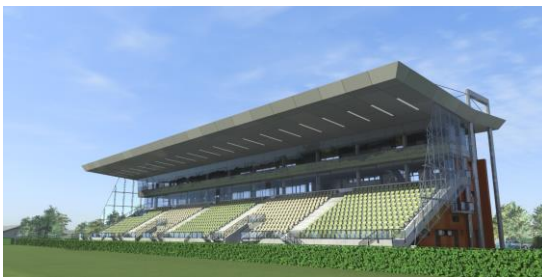
Peter Koteš¹
Miroslav Brodňan²
Matúš Farbák³
Jozef Još⁴
Stanislav Řeháček⁵

Abstrakt

Príspevok je zameraný na diagnostiku železobetónového objektu tribúny Závodiska Bratislava. Objekt bol realizovaný kombináciou monolitických a prefabrikovaných betónových prvkov a aj oceľových nosných prvkov. Hodnotený bol komplexný stav hrubej stavby vrátane overovacieho prieskumu zakladania stavby. Použité boli nedeštruktívne a deštruktívne metódy. Na základe výsledkov diagnostiky a prepočtu bolo rozhodnuté o ďalšom postupe dostavby tribúny.

1. Úvod

Závodisko, š. p. Bratislava vyhlásilo v roku 2010 verejné obstarávanie na výstavbu tribúny Závodiska nachádzajúcej sa v k. ú. Petržalka v predpokladanej hodnote 2,8 mil. eur bez DPH. Polyfunkčná tribúna (SO - 01 Tribúna B) s rozmermi 73,6 m krát 22,5 m mala mať štyri podlažia, pričom by bola zastrešená krytinou z trapézového plechu (obr. 1). Súčasťou súťaže malo byť aj vybudovanie padoku, spevnených plôch a súvisiace sadové úpravy.



Obr. 1 Pôvodná vizualizácia plánovanej tribúny

¹ doc. Ing., PhD., Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina

² doc., Ing., PhD., Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina

³ Ing., PhD., Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina

⁴ Ing., PhD., Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina

⁵ Ing., ČVUT Praha, Kloknerův ústav, Šolínová 7, 166 08 Praha 6 - Dejvice

Po vyhodnotení súťaže a začatí realizácie sa výstavba tribúny v roku 2012 zastavila. V roku 2017 bola Žilinská univerzita oslovená s požiadavkou na posúdenie aktuálneho stavu rozostavanej tribúny. Po realizácii diagnostických meraní v roku 2018 a po prepočítaní konštrukcie boli navrhnuté opatrenia z hľadiska novej dostavby tribúny. V príspevku sú prezentované výsledky realizovanej obhliadky a popis diagnostického prieskumu. Podrobné vyhodnotenie je uvedené v správe z obhliadky a diagnostiky [1].

2. Popis posudzovaného objektu

Tribúna bola navrhnutá ako železobetónový skelet s kombinovaným zastrešením oceľ - železobetón. Skelet je železobetónový z časti monolitický a z časti prefabrikovaný. Objekt mal mať štyri nadzemné podlažia a bol navrhnutý ako polyfunkčný objekt. Pôdorysne je objekt v pozdĺžnom smere členený osami „0“ - „12“ a v priečnom smere „A“ - „D“.

Objekt tribúny je založený na hlbinných základoch. Hlbinné základy tvoria pilóty priemeru 600 mm, 800 mm a 1 200 mm, v hĺbkach 4 - 16 m. Vystužené sú betonárskou výstužou B 500B a použitá trieda betónu je C 25/30 XA2. Pilóty sú po obvode v miestach stĺpov, nosných obvodových stien, stužujúcich stien v rámci výťahových šácht a v miestach schodísk prepojené základovými pásmi. Betón základových pásov je navrhnutý z triedy C 25/30 XC2. Základové pásy sú hrúbky 300 mm, 400 mm, 450 mm, 500 mm, 750 mm, 800 mm a 875 mm. Výška základových pásov je 700 mm. Pásy sú prepojené podkladovou doskou. Podkladová doska hrúbky 100 mm je z betónu C 25/30 a vyrovnávací poter z betónu triedy C 12/15 hrúbky 50 - 100 mm.

V rámci skeletu sú navrhnuté prefabrikované a monolitické železobetónové stĺpy, tribúnové prefabrikáty, priečle a prefabrikované lavice tvaru „L“. Osová vzdialenosť priečných väzieb medzi osami „2“ až „10“ je 7,2 m, po okrajoch medzi osami „0“ - „1“ a „11“ - „12“ je navrhnuté rozpätie 6,0 m. Priečna väzba v podlažiach 1.NP a 2.NP pozostáva z monolitických a prefabrikovaných stĺpov, zo železobetónových dosiek hrúbky 200 mm, a šikmých prefabrikovaných tribúnových nosníkov. Na osiach „0“ až „12“ sú navrhnuté záveterné oceľové steny.

3. Diagnostika rozostavaného objektu

Predmetom diagnostiky bol rozostavaný objekt tribúny Závodiska. V čase posudzovania boli postavené len dve nadzemné podlažia novej konštrukcie objektu tribúny (obr. 2). Po zakončení stavby vo februári 2012 čiastočne rozostavaný objekt chátral a do dnešného dňa nie je stavba dokončená.

V rámci komplexnej diagnostiky sa realizovala [2-8]:

- vizuálna obhliadka celého objektu,
- kontrola rozmerov niektorých nosných prvkov,
- kontrola zhotovenia železobetónových monolitických a prefabrikovaných konštrukcií, oceľových konštrukcií, kotvení stĺpov a niektorých detailov,

- orientačné meranie priehybov stropných dosiek,
- meranie náklonu niektorých stĺpov,
- pasport porúch a nedostatkov z pohľadu realizácie stavby,
- zisťovanie pevnosti betónu nedeštruktívnym a deštruktívnym spôsobom,
- skenovanie betonárskej výstuže v železobetónových prvkoch - dosky, steny, stĺpy (prefabrikované aj monolitické), prievlaky,
- odkrytie výstuže v niektorých nosných železobetónových prvkoch,
- zhodnotenie stavu odkrytej výstuže a kontrola prierezových charakteristík betonárskej výstuže,
- karbonatácia betónu,
- kontrola objemovej hmotnosti ľahkého betónu,
- overovací prieskum založenia stavby.



Obr. 2 Pohľad na časť rozostavanej tribúny (január 2018)

Diagnostika konštrukcie preukázala niektoré rozdiely medzi skutočnou realizáciou a pôvodnou projektovou dokumentáciou. V rámci diagnostiky sa zrealizovalo niekoľko kontrolných jadrových vrtov na doskách a stenách objektu. Jedna vzorka bola odobraná aj z podkladovej dosky, ktorej hrúbka bola približne 100 mm. Jedna vrstva výstuže priemeru 8 mm vo vzdialenostiach 100 mm (v oboch smeroch) bola priamo pri spodnej hrane podkladovej dosky. Druhá vrstva výstuže bola tesne pod podkladovou doskou, t. j. výstuž v podkladovej doske bola takmer bez krytia. Trhliny na podkladovej doske boli zaznamenané v rozsahu 0,5 mm až 2,0 mm.

Skenovanie výstuže dosiek sa realizovalo v niekoľkých miestach líniov aj plošne. Každá poloha skenovania preukázala skutočné rozmiestnenie výstuže a hodnotu krytia zhodnú s pôvodným projektom. Deštruktívnymi sondami sa potvrdil aj pôvodne navrhnutý profil a druh výstuže. Pri železobetónových stenách bolo zistené hustejšie vystuženie ale menší profil výstuže oproti pôvodne projektovanému. Rozdiel v prierezovej ploche medzi týmito rozdielnymi spôsobmi vystuženia je približne 4 %. Výstuž monolitických a prefabrikovaných stĺpov bola kontrolovala nedeštruktívnym spôsobom - skenovaním výstuže skenerom a deštruktívne priamym odkrytím výstuže. Podobne ako pri doskách, tak aj pri overovaných stĺpoch sa potvrdila vo vystužení zhoda s pôvodným projektom.

4. Aktuálny stav tribúny v čase posudzovania a ideové návrhy dostavby

Pri obhliadke bolo zistené staticky nevhodné riešenie otvorov v obvodových stenách (obr. 3). V tejto časti steny je uložená stropná doska a nosná stena je na jednom konci nedostatočne podopretá. Bolo odporúčané túto stenu staticky zosilniť. Zároveň bolo odporúčané zabetónovanie prestupu pre dvere pri osi "C", doplnením ocelových medziokenných pilierov na podchytenie tejto steny v mieste okna a medzi jestvujúcimi prestupmi pre dvere. Ďalšou možnosťou bolo stenu vybúrať, pričom by musela byť jestvujúca stropná doska dostatočne dočasne podopretá a vybetónovaná nová s iným staticky vhodným usporiadaním otvorov.



Obr. 3 Zlé statické rozmiestnenie otvorov v nosnej stene

Realizované nosné steny sú v rozpore s pôvodnou projektovou dokumentáciou. Odporúčalo sa preklad (obr. 4) vybúrať a vybetónovať nový, prípadne použiť iný vhodný spôsob sanácie.



Obr. 4 Časť monolitického prekladu s chýbajúcou krycou vrstvou

Na obr. 4 je vidieť odstránenú bočnú kryciu vrstvu monolitického prekladu. Pravdepodobne bola vrstva odstránená z dôvodu nepresnej realizácie a pôvodná krycia vrstva prekážala prefabrikátom, ktoré mali byť umiestnené v tomto mieste.

Na tribúnových nosníkoch sa vyskytovali trhliny v šírke 0,1 mm až 0,2 mm (obr. 5). Trhliny sa vyskytovali na nosníkoch na oboch podlažiach.



Obr. 5 Trhliny na tribúnovom prefabrikáte na 2.NP

Kotvenie (obr. 6) železobetónových prefabrikovaných stĺpov s rozmermi 300 mm krát 500 mm bolo nutné skontrolovať na všetkých stĺpoch. Odporúčalo sa zdemontovať oceľový rám po obvode a riadne ho v rámci realizácie skontrolovať, očistiť a sanovať. Počas diagnostiky bolo v niektorých miestach zistené aj prerušenie výstuže kotvenia.



Obr. 6 Detail nesprávneho kotvenia stĺpov

5. Záver

Z výsledkov diagnostiky vyplýva, že rozostavaná nosná konštrukcia tribúny je v určitých častiach nekvalitne zrealizovaná. Nedostatočná kvalita realizácie bola viditeľná na niektorých nosných prvkoch a vyplývajú z nej tieto závery:

- na viacerých miestach nosných prvkov konštrukcie (steny, schodiská, prievlaky a stĺpy), bol vidieť nedostatočne zhutnený betón. Na niektorých miestach bola odkrytá výstuž, prípadne nedodržané krytie výstuže,
- na stykoch nosných prvkov či už prefabrikát - monolit alebo monolit - monolit bolo vidieť vyplnenie škár PUR penou,
- nekvalitne vybetónované medziokenné piliere na viacerých miestach bolo nutné opraviť. Keďže ich rozmer z pohľadu únosnosti je nedostatočný, nie je možné ich považovať za nosné prvky,
- zlé usporiadanie nosných prvkov kvôli okenným a dverným otvorom,
- kotvenia obdĺžnikových stĺpov do základových konštrukcií boli nesprávne zrealizované. V čase diagnostiky boli kotevné ocele časti zasiahnuté povrchovou plošnou koróziou. V niektorých miestach boli pod oceľovými prvkami kotvenia dutiny, čo je pre kotvenie stĺpa neprípustné,
- vnútorné kruhové železobetónové stĺpy neboli vybetónované presne vo zvislej polohe. Z toho dôvodu bolo odporúčané ich sanovať, resp. zosilniť. Sanácia stĺpov je nutná nielen z dôvodu geometrickej nepresnosti v dôsledku chybnéj realizácie, ale aj z dôvodu statickej odolnosti týchto stĺpov.

Podakovanie

Tento príspevok vznikol za finančnej podpory Grantovej agentúry VEGA SR v rámci riešenia úloh 1/0413/18 a 1/0045/19.

Literatúra

- [1] Správa z obhliadky a diagnostiky SO - 01 Tribúny B Závodiska Bratislava, Žilinská univerzita v Žiline, Stavebná fakulta, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, 2018.
- [2] STN EN 206+A1 Betón. Špecifikácia, vlastnosti, výroba a zhoda. SÚTN Bratislava, 2017.
- [3] STN EN 13670 Zhotovovanie betónových konštrukcií. SÚTN Bratislava, 2010.
- [4] STN ISO 13822 Zásady navrhovania konštrukcií. Hodnotenie existujúcich konštrukcií. SÚTN Bratislava, 2012.
- [5] STN 73 1373 Tvrdomerné metódy skúšania betónu. SÚTN Bratislava, 1981.
- [6] STN 73 1317 Stanovenie pevnosti betónu v tlaku. SÚTN Bratislava, 1986.
- [7] STN 73 2011 Nedeštruktívne skúšanie betónových konštrukcií. SÚTN Bratislava, 1986.
- [8] STN EN 12390-3 Skúšanie zatvrdnutého betónu. Časť 3: Pevnosť v tlaku skúšobných telies. SÚTN Bratislava, 2010.

POZNATKY Z DIAGNOSTIKY ŽELEZNIČNÝCH MOSTOV NA TRATIACH RIMAVSKÁ SOBOTA - POLTÁR A PIEŠŤANY - VRBOVÉ

Peter Paulík¹
Jakub Gašpárek²
Peter Havlíček³

Abstrakt

Cieľom diagnostiky mostov a tunela na trati Rimavská Sobota - Poltár a mostov na trati Piešťany - Vrbové bolo určiť ich stavebno-technický stav a možnosť ich využitia pre plánovanú cyklotrasu. Na trase Rimavská Sobota - Poltár sa nachádza 8 mostných objektov, 1 tunel dĺžky približne 170 metrov a 10 priepustov (okrem potrubných), ktoré slúžili železničnej doprave od roku 1913. Na trase Piešťany - Vrbové sa nachádza 7 mostných objektov, z toho 4 ocelové a 3 betónové dostavané v čase výstavby diaľnice D1. Ocelové mosty slúžia železničnej doprave taktiež od roku 1913 a novšie betónové od 80. rokov 20. storočia.

1 Všeobecný stav mostov a priepustov na trati Rimavská Sobota - Poltár

Väčšina mostov a priepustov na trati majú vek okolo 100 rokov. Časť bývalých železničných mostov je dnes už súčasťou fungujúcej cyklotrasy. Jedná sa o mosty SO-02.1 až SO-02.3 s oporami z prostého betónu a ocelovými mostovkami a jeden most betónový oblúkový – integrovaný SO-02.4. Ostatné mosty a priepusty budú súčasťou novej plánovanej cyklotrasy.

Priepusty situované na starej železničnej trati (mosty so svetlím rozpätím do 2 m) sú z prostého betónu pričom sa na niektorých zachovala aj pôvodná ocelová mostovka z nitovaných nosníkov. Jeden priepust SO-02.15 je v havarijnom stave, jeho betónové opory sú čiastočne rozpadnuté.

Mostné objekty na železničnej trati sú; železobetónový rámový objekt SO-02.9 so svetlosťou 3,7 metra, objekt SO-02.15 so svetlosťou 6,7 metra, ktorý má murované opory s betónovým úložným prahom a zachované pôvodné nitované ocelové nosníky. Ďalej je to objekt SO-02.7 z ktorého sú zachované len opory z prostého betónu so svetlím rozpätím približne 14 metrov. Posledným objektom

¹ Doc., Ing., PhD., STU-SvF-Bratislava Radlinského 11, 81005 Bratislava

² Ing., STU-SvF-Bratislava Radlinského 11, 81005 Bratislava

³ Ing., STU-SvF-Bratislava Radlinského 11, 81005 Bratislava

na trati je objekt SO-02.23, ktorý je riešený ako rámový most so svetlosťou 8 metrov s oporami z prostého betónu a mostovkou zo železobetónu.

1.1 Najčastejšie poruchy nevystužených betónových mostov a priepustov na trati Rimavská Sobota – Poltár v čase obhliadky

Keďže drvivá väčšina mostných opôr je z prostého betónu nemôže dochádzať ku korózií výstuže a následnému odlupovaniu betónu. Zistená hrúbka karbonatizácie betónov, ktorá sa vykonala len čisto z výskumného hľadiska, bola značne závislá od kvality použitého betónu. Orientačná pevnosť betónu bola stanovená Schmidtovým tvrdomerom typu N. Z meraní na jadrových odvrtoch sa stanovili betóny pevnostných tried najmenej C8/10, najviac C30/37.

Najčastejšie poruchy betónových opôr boli spôsobené biologickou koróziou nakoľko sa na starej železničnej trati nevykonávala údržba a objekty boli zarastené hustou vegetáciou. Častou poruchou boli taktiež trhliny v miestach pracovných škár, povrchové sieťové trhliny, mierny rozpad betónu a lokálne odlupovanie betónu alebo jeho ochranných vrstiev - omietok. Tieto ochranné vrstvy v niektorých prípadoch úplne zastavili postup karbonatizácie betónu. Trhliny v betónoch opôr nie sú statického charakteru jedná sa prevažne o technologické trhliny. Ďalšou poruchou u niektorých objektov bolo zosúvanie násypov v dôsledku krátkych krídiel opôr. Treba poznamenať, že za dobrým technickým stavom betónov opôr je aj fakt, že okolité komunikácie v blízkosti bývalej železničnej trate sa v zimných mesiacoch nesolia, okrem komunikácie vedúcej popri zachovaných oporách objektu SO-02.7 v blízkosti obce Ožďany.



Obr. 1: Omietka na betóne opory objektu SO-02.2 spomaľujúca karbonatizáciu

Z pôvodného mostného objekt SO-02.7 pri obci Ožďany sú zachované len betónové nevystužené opory. Tie sú v uspokojivom stave s lokálnymi povrchovými trhlinami, ktoré nemajú statický charakter a jedná sa prevažne o technologické trhliny. Niektoré trhliny sú inkrustované. Lokálne dochádza k odlupovaniu a rozpadu betónu na povrchu opory, najmä v miestach vystavených ostrekovaniu vodou z cesty vedúcej popod most. Týmto spôsobom sa do betónu dostávajú aj chloridy, ktoré jeho rozpad urýchľujú. Za rozpad betónu môže aj veľmi nízka pevnosť betónu (valcová pevnosť stanovená na troch vrtoch dosiahla v priemere len 8,7 MPa). Krídla opôr sú napadnuté biologickou koróziou a na svahoch opôr sa nachádza nežiaduca vegetácia.

1.2 Najčastejšie poruchy vystužených betónových mostov na trati Rimavská Sobota – Poltár v čase obhliadky

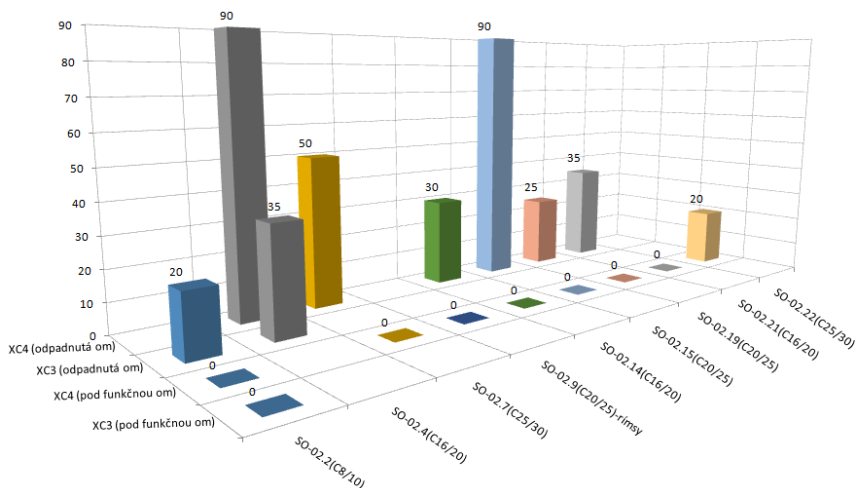
Železobetónový integrovaný mostný objekt SO-02.9 vykazuje poruchy na povrchoch betónov. Tie sú postihnuté biologickou koróziou, lokálnym rozpadom betónu povrchových vrstiev a lokálnymi trhlinami, ktoré nemajú statický charakter. Krytie výstuže sa na spodnom povrchu dosky pohybuje medzi 25 až 30 mm. Z bočnej strany dosky od 50 až 60 mm. Hĺbka karbonatizácie betónu na miestach chránených pred dažďom (XC3) je v priemere 60 mm. Aj napriek tomu, že karbonatizácia už výrazne prekročila úroveň výstuže, výstuž ešte nekoroduje, resp. sa korózia neprejavuje trhlinami v krycej vrstve. Karbonatizácia pod omietkou na rímsach je nulová, ochranná vrstva spomaľuje postup karbonatizácie.

Železobetónový integrovaný rámový mostný objekt SO-02.23 vykazuje podobné poruchy ako na objekte SO-02.9. Opory sú v dobrom stave s povrchovými sieťovými trhlinami, ktoré nemajú statický charakter a jedná sa prevažne o technologické trhliny. Keďže opory nie sú vystužené, trhliny nevplývajú na trvanlivosť opôr. Krídla sú postihnuté biologickou koróziou betónu. Na hornej stavbe je sporadický výskyt inkrustovaných technologických trhlín a sporadický výskyt odlupovania betónu.

Hĺbka zkarbonatizovaného betónu je vykreslená v grafe na obr. 2. Graf porovnáva hĺbku zkarbonatizovaného betónu chráneného omietkou v závislosti od prostredia a od pevnostnej triedy betónu na jednotlivých mostných objektoch.

Tab. 1: Hĺbka karbonatizácie betónov nechránených omietkou

Objekt	Pevnostná trieda betónu stanovená Schmidtovým tvrdomerom	Prostredie	Hĺbka karbonatizácie [mm]
SO-02.1	C30/37	XC3	10
SO-02.9	C20/25 (nosná konštrukcia)	XC3	60
SO-02.10	C25/30	XC4	95
SO-02.12	C20/25	XC4	30
SO-02.17	C20/25	XC4	65
SO-02.23	C25/30	XC3	50



Obr. 2: Hĺbký karbonatizácie betónov chránených omietkou

2 Všeobecný stav mostov na trati Piešťany - Vrbové

Mostný objekt SO-01 má železobetónovú mostovku spriahnutú so zabetónovanými oceľovými koľajnicami uloženú na murovaných oporách. Jeho vek je okolo 80 rokov. Objekty SO-02 a SO-03 sú mladšie ich vek sa pohybuje okolo 40 rokov. Jedná sa o železobetónový integrovaný trojpoľový most ponad diaľnicu D1 (SO-02) a spriahnutý oceľo-betónový jednopoleový mostný objekt SO-03. Zvyšné mosty majú vek nad 100 rokov, pričom ich zachované opory sú murované.

2.1 Najčastejšie poruchy vystužených 100 ročných betónových mostov na trati Piešťany - Vrbové v čase obhliadky

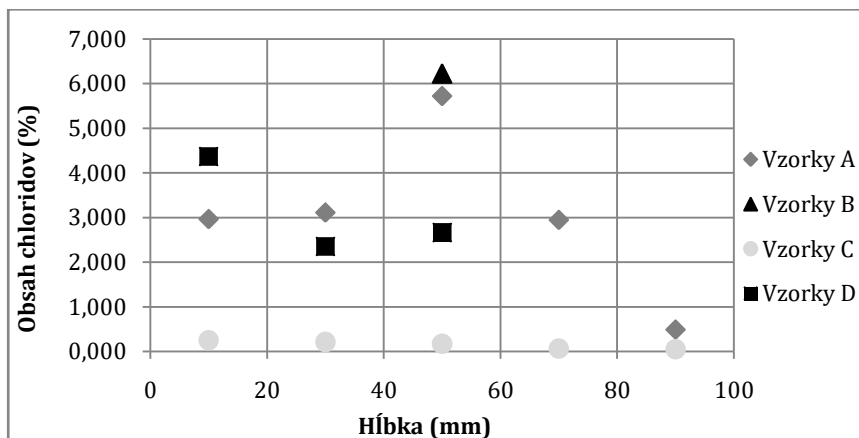
Poruchy na mostnom objekte SO-01 sú spojené najmä so zatekaním a tvorbou lokálnych výkvetov. Postranné rímky sú poškodené povrchovými sieťovými trhlinami a čiastočným rozpadom omietky na hornej strane rím. Opory sú v dobrom stave bez viditeľných deformácií či rozpadu muriva. Za krídlami dochádza k zosúvaniu násypu v dôsledku krátkych krídiel.

2.2 Najčastejšie poruchy novších vystužených betónových mostov na trati Piešťany - Vrbové v čase obhliadky

Železobetónový mostný objekt SO-02 premostuje diaľnicu, pričom jeho piliere sa nachádzajú v bezprostrednej blízkosti krajných jazdných pruhov. Na pilieroch boli vykonané odbery vzoriek vo forme jadrových vrstiev, ktoré sa podrobili skúškam v laboratóriu. Výsledky meraní sú vynesené v grafe na obr. 3.

Trieda betónu mosta na základe Schmidtového tvrdomeru a tlakovej skúšky na skúšobnom valci je C25/30, čo je trieda zhodná s projektovou dokumentáciou.

Zo strany od diaľnice boli namerané na pilieroch pomerne vysoké koncentrácie chloridových iónov (vzorky A, B a D podľa grafu na obr. 3), pričom koncentrácia v mieste výstuže dosahuje miestami až 6%. Pri takejto koncentrácii výstuž rýchlo koroduje čo bolo zjavné aj po jej odkrytí. V dôsledku pokročilej korózie výstuže dochádza k celoplošnej delaminácii krycej vrstvy.



Obr. 3: Obsah chloridov v betóne piliera v rôznych hĺbkach (% z hmotnosti cementu pre betón triedy C25/30 bolo uvažované 300kg/m³)

Atypický profil koncentrácie chloridov (vzorky A a B) s maximom v mieste výstuže sa dá vysvetliť delamináciou krycej vrstvy, čím sa vytvorí kaverna, v ktorej dochádza k kukladaniu solí. Chloridové ióny potom ďalej difundujú smerom do vnútra betónovej konštrukcie ale aj smerom von z konštrukcie, k vonkajšiemu povrchu z miesta najväčšej koncentrácie k miestu z menšou koncentráciou chloridových iónov, čo má za následok vyrovnávanie koncentrácie solí a atypický priebeh profilu. Priebeh profilu C, vzoriek nameraných na opačnej strane piliera, naznačuje taktiež zvyšovanie koncentrácie chloridových iónov v mieste výstuže. Dôvodom môže byť technologická kaverna v okolí výstuže nakoľko koncentrácia chloridov nie je taká vysoká aby začala korózia výstuže s následnou delamináciou. Táto strana piliera pri jeho vizuálnej obhliadke nevykazovala poruchu.

Na krajných oporách mosta sa vyskytujú lokálne poruchy ako kaverny, odlupovanie betónu, nedostatočné krytie výstuže a sporadický výskyt trhlín. Na konštrukcii hornej stavby mosta je viditeľný lokálny výskyt zatekania najmä v oblasti ríms s čím súvisí aj tvorba výkvetov a inkrustácií. Horná stavba bola v minulosti už sanovaná, avšak sanačná hmota je na mnohých miestach popraskaná. Projektované krytie hlavnej nosnej výstuže hornej stavby mosta je 50 mm. Namerané hodnoty in situ sa pohybovali medzi 30 a 40 mm. Hĺbka

karbonatizácie teda často dosahuje až po nosnú výstuž. Odvodnenie mostovky je riešené štyrmi odvodňovačmi, ktoré sú silne skorodované.

Nosnú konštrukciu mostného objektu SO-03 tvoria zabetónované ocel'ové I profily. K nosnej konštrukcii sú pripojené prefabrikované rímsové konzoly. Opory sú masívne z prostého betónu so železobetónovým úložným prahom. Nosná konštrukcia je uložená na oporách na elastomérnych ložiskách.

Opory sú v relatívne dobrom stave aj napriek tomu, že na mnohých miestach zatekajú. Vyskytujú sa na nich len lokálne poruchy ako kaverny, výkvetý a záclony. Úložný prah zateká a nemá dostatočné krytie výstuže.

Spodná pásnica ocel'ových nosníkov výrazne koroduje. Konštrukcia zateká cez škáry medzi rímsovými prefabrikátmi čo svedčí o poškodenej hydroizolácii v týchto miestach. Od zatekania na bočnej strane došlo k delaminácii krycej vrstvy vplyvom korózie výstuže. Karbonatizácia na rímsových prefabrikátoch dosiahla už úroveň výstuže.

Tab. 2: Prehľad hĺbky karbonatizácie v betónoch na trase Piešťany-Vrbové

Objekt	Pevnostná trieda betónu stanovená Schmidtovým tvrdomerom	Prostredie	Hĺbka karbonatizácie [mm]
SO-02	C25/30	XC4	40
SO-03	C20/25 opora	XC4	35
	C30/37 nosná konšt. a rímsové prefab.	XC4	25

3 Záver a zhrnutie porúch

Z dôvodu, že väčšina opôr mostov na trati Rimavská Sobota – Poltár sú z prostého betónu a okolité komunikácie sa v zimných mesiacoch nesolia nedochádza ku poruchám spojených s koróziou výstuže a väčšina opôr je v dobrom technickom stave. Výnimkou je opora objektu SO-02.15, ktorá je čiastočne rozpadnutá. Jej rozpad pravdepodobne zapríčinilo nadmerné sadanie s následným rozlomením. Opory po očistení ich povrchov od biologickej korózie a od zvyškov opadávajúcej omietky a vyhotovení nových ochranných vrstiev môžu slúžiť novému účelu cyklotrasy minimálne ďalších 50 rokov. Namerané hĺbky karbonatizácie, podľa tab. 1, betónov bez omietky v rôznych stupňoch vplyvu prostredia možno porovnávať len na jednotlivých mostoch, nakoľko sa tieto mosty nachádzajú v iných mikroklimatických podmienkach (iná hustota vegetácie, tieň, vlhkosť, smer vetra, orientácia na svetové strany), ktoré môžu mať vplyv na hĺbku karbonatizácie. Porovnanie zatiaľ nie je možné vykonať, kvôli chýbajúcim údajom, ktoré budú v najbližších dňoch doplnené. Hĺbka karbonatizácie podľa grafu na obr.2 ukazuje, že na miestach chránených omietkou betón pod ňou nekarbonatizuje, resp. omietka karbonatizáciu spomaľuje v závislosti od jej hrúbky. Na oporách s tenkou vrstvou omietky (pozri SO-02.22) došlo ku karbonatizácii celej vrstvy a karbonatizáciou je napadnutý aj betón pod ňou. Hĺbka karbonatizácie je však výrazne menšia ako na oporách kde bola omietka dlhodobo odpadnutá alebo kde omietka nebola. Vzorky odobratých omietok chrániacich opory pred

karbonatizáciou sa podrobia ďalšiemu výskumu v snahe lepšie preskúmať ich pozitívny vplyv na výrazné spomalenie karbonatizácie.

Poruchy železobetónových mostov na trati Piešťany – Vrbové, najmä tých z 80. rokov 20. storočia, sú spojené s nedostatočnými znalosťami o pôsobení prostredia na betóny a ich vystuženie. Nedostatočné krytie betonárskej výstuže nemôže zaručiť jej ochrannú funkciu v agresívnom prostredí. Nastáva jej depasivácia a korózia spojená s korozívnym rozpínaním a následným odpadávaním celých častí betónu krycej vrstvy. Nedostatočná údržba častí konštrukcie a chyby v realizácii spôsobujú zatekanie a koróziu ocelových častí. Naopak, časti konštrukcií z простého betónu vykazujú dobrú odolnosť aj navzdory zatekaniu. Súčasné pôsobenie karbonatizácie a chloridových iónov na betóny bude taktiež predmetom ďalšieho výskumu.

PodĎakovanie

Táto práca bola podporovaná Agentúrou na podporu výskumu a vývoja na základe Zmluvy č. APVV-15-0658 a výskumným projektom VEGA č. 1/0254/19 "Šmyková odolnosť železobetónových dosiek namáhaných koncentrovaným zaťažením".

Použitá literatúra

- [1] Paulík P.: Správa z diagnostiky. Bývalé železničné mosty na trati Rimavská Sobota-Poltár – časť 1: Mosty a priepusty
- [2] Paulík P.: Správa z diagnostiky. Bývalé železničné mosty na trati Piešťany-Vrbové
- [3] Matthews S.: Design of durable concrete structures. IHS BRE Press. England. 389s. ISBN 978-1-84806-175-0
- [4] Model Code for Service Life Design
Model Code (116 pages., ISBN 2-88394-074-6, February 2006)

DIAGNOSTIKA A PREPOČET PREFABRIKOVANEJ PREDPÄTEJ MOSTNEJ KONŠTRUKCIE Z NOSNÍKOV TYPU KA-93

Peter Koteš¹
Miroslav Strieška²
Ondrej Krídla³
Stanislav Řeháček⁴

Abstrakt

Príspevok je zameraný na diagnostiku a prepočet prefabrikovaného predpätého mosta s označením SO 3301 v katastrálnom území Tepličky nad Váhom pri Žiline. Most bol postavený a uvedený do prevádzky v roku 1995. Nosnú konštrukciu mostu tvorí osem nosníkov typu KA-93. Nosníky sú spriahnuté so spriahujúcou doskou s premennou hrúbkou od 120 do 185 mm. Podľa aktuálneho predpisu TP 02/2016 pre stanovenie zaťažiteľnosti cestných mostov a lávok sa zvýšila výnimočná zaťažiteľnosť na 300 ton a výhradná zaťažiteľnosť na 90 ton oproti predchádzajúcim predpisom. Odolnosť konštrukcie sa musí taktiež overovať podľa nového prístupu. To je dôvod diagnostiky a overenia jeho únosnosti.

1. Úvod

Posledné desaťročia sú charakterizované vývojom prefabrikovaných mostov aj na Slovensku. Existuje niekoľko typov prefabrikovaných predpätých nosníkov navrhnutých rôznych tvarov priečneho rezu, tried betónu, osových vzdialeností a rôzneho predpätia. Väčšina z nich bola navrhnutá podľa už neplatných slovenských noriem a sú stále v prevádzke [1,2]. Príspevok sa venuje diagnostike a prepočtu mostného objektu na miestnej komunikácii vedúcej ku Terminálu intermodálnej dopravy (TIP) Žilina. Mostný objekt s označením SO 3301 bol pravdepodobne postavený v roku 1995 alebo 1996 – tento predpoklad vyplýva z projektu pre výstavbu vypracovaného v 08/1994. Most premostuje biokoridor (vodný tok) a napája Terminál intermodálnej prepravy Žilina (TIP Žilina) na cestu II/583A v priestore pôvodného železničného mosta trate A2 popod šírú trať (Obr. 1). Správcom a majiteľom uvedeného mostného objektu je Vodohospodárska výstavba š.p. Bratislava. Most bol vybudovaný za účelom zásobovania stavby materiálom počas výstavby Vodného diela Žilina. Majiteľ súhlasí s využívaním pôvodného mostného objektu pre účely Terminálu intermodálnej prepravy [3,4].

¹ Doc. Ing., PhD., Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina

² Ing., Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina

³ Ing., ŽSR – Odd. diagn. mostov, stavieb žel. spodku a budov, Radlinského 10, 080 01 Prešov

⁴ Ing., PhD., ČVUT, Kloknerův ústav, Šolínová 7, 166 08 Praha 6 - Dejvice



Obr. 1 Pohľad na mostný objekt

Mostný objekt je betónový, nosnú konštrukciu v priečnom smere tvorí 8 predpätých prefabrikovaných nosníkov KA-93 dĺžky 12,0 m spriahnutých spriahajúcou železobetónovou doskou premennej hrúbky 120-185 mm. Mostná konštrukcia je kolmá a má pozdĺžne klesanie 0,739 % - rovnaký spád ako niveleta. Zábradlie je oceľové jednoduché. Spodnú stavbu tvoria dve monolitické opory a rovnobežné krídla. Nosná konštrukcia je uložená na železobetónových úložných prahoch pomocou elastomerných ložísk. Na mostnom objekte sa nenachádzajú chodníky, prechod chodcov cez biokoridor je zaistený samostatnou oceľovou lávkou, ktorá je umiestnená tesne vedľa betónového mostného objektu (Obr. 1).

2. Opis mostného objektu

Ako už bolo uvedené, nosnú konštrukciu tvoria dodatočne predpäté komorové nosníky KA-93 v počte 8 ks, ktoré majú v pozdĺžnom smere predpätie tvorené 12-timi lanami. Medzery medzi nosníkmi sú šírky 20 mm. Spolupôsobenie nosníkov v priečnom smere je zaistené dvomi spôsobmi – pozdĺžnym klbovým spojením medzi nosníkmi (v škárach) a navyše spriahujúcou doskou. Takže sa v podstate jedná o systém, ktorý je spojením žalúzieovej dosky a ortotropnej dosky – nejedná sa len o typické klbové pozdĺžne spojenie nosníkov v pozdĺžnom smere ako u čisto žalúzieovej dosky, pretože spriahujúca doska prenáša v priečnom smere aj momenty. Tak bol volený aj výpočtový model pri prepočte zaťažiteľnosti. Tento mostný objekt teda patrí do obdobia prechodu statickej schémy z jednoduchej žalúzieovej dosky (staršie typy mostných konštrukcií) na ortotropnú dosku (priečny roznos zaistuje len spriahujúca doska – novšie navrhované objekty).

Most je kolmý, uhol kríženia je 90°. Svetlosť je 10,80 m. Výrobná dĺžka nosníkov KA-93 je 12,0 m. V pozdĺžnom smere sa jedná o jedno pole s rozpätím 11,40 m. Nosníky sú vysoké 600 mm a široké 900 mm v hornej časti a 980 mm v dolnej časti. Nosníky sú z betónu C45/55 (zistené nedeštruktívnou skúškou), čo zodpovedá hodnote B 500 (B45) podľa už neplatných STN 73 6203 [5] (resp. STN 73 1201 [6]). Predpätie je dodatočné z káblov zložených z hladkých prútov $\phi 4,5$ mm (v počtoch 7 až 12 – viď [7]). Spriahujúca doska je z betónu C25/30 (B 330). Z dôvodu vytvorenia priečneho sklonu má spriahujúca doska premennú hrúbku 120-185 mm. Spriahnutie dosky s nosníkmi je vytvorené výstužou v miestach pozdĺžnych spojov nosníkov. Nosná konštrukcia je podopretá na dvoch monolitických oporách. Opory sú z betónu C20/25 (B 250 [5], resp. B 25 [6]).

Ukončenie objektu je pomocou rovnobežných krídiel. Vozovka na moste je asfaltová AB – iba 40 mm a 10 mm izolácia, pravdepodobne pôvodná. Malá (neštandardná) hrúbka vozovky je pravdepodobne z toho dôvodu, že mostný objekt mal slúžiť iba počas výstavby vodného diela ako dočasná konštrukcie. Šírka vozovky je 6,5 m, na oboch stranách sú zvýšené odrazové pruhy (železobetónové rímky) 2x0,84 m. Celková kolmá šírka medzi zábradlím je 8,180 m. Most je po stranách v úrovni zvýšených odrazových pruhov ohraničený oceľovým zábradlím a ŽB rímsami. Zábradlie je jednoduché z oceľových prvkov, už nevyhovujúce požiadavkám kladeným na cestné mosty. Na mostnom objekte sa odvodňovače nenachádzajú vzhľadom na malé rozmery objektu. Odvodnenie je riešené kombináciou priečneho a pozdĺžneho spádu vozovky. Mostné závery (MZ) na moste sú podpovrchové. Ložiská sú jednoduché elastomerné hr. 10 mm.

3. Súčasný stav mostného objektu

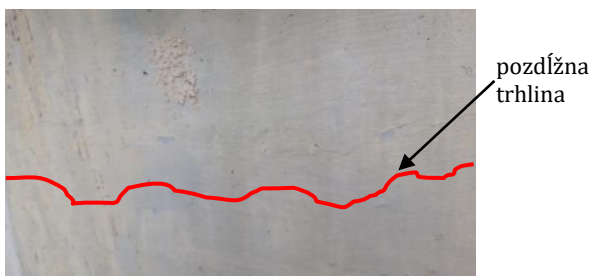
Keďže mostný objekt má približne 23-24 rokov od postavenia, na mostnom objekte nie sú významné poruchy. Menšie poruchy, ktoré na moste sú, sú pravdepodobne dôsledkom nedostatočnej údržby v súčasnosti.



Obr. 2 Pohľad z bočnej strany na mostný objekt a na opory – zatekanie chloridov

Nosná konštrukcia (prefabrikované nosníky a spriahujúca doska) nevykazuje výrazné poškodenie. Vozovka a izolácia pod vozovkou zatiaľ spĺňajú svoju funkciu, pretože na spodnej strane NK nebolo zistené pretekajúce vody a neboli ani objavené chloridové záclony. Nosná konštrukcia je mierne zatečená iba na okrajoch mostného objektu v miestach poškodenia rímky (Obr. 2). Nebolo vidieť známky

korózie výstuže (ani predpínacej a ani betonárskej). Na bočnej strane prvého nosníka z vtokovej strany bola objavená pomerne dlhá pozdĺžna trhlina (Obr. 3) – nachádza sa asi v jednej tretine výšky nosníka približne na polovici až dvoch tretinách dĺžky nosníka, takže je možné predpokladať, že sa nejedná o trhlinu z dôvodu korózie výstuže (nie je v nej žiadne znečistenie a je nad úrovňou predpínacích káblov) a ani statickú trhlinu z dôvodu preťaženia (vzhľadom na orientáciu), ale asi sa jedná o trhlinu, ktorá vznikla počas tuhnutia betónu nosníku. Dá sa uvažovať, že trhlina nemá významný vplyv na zmenu odolnosti a zaťažiteľnosti nosníka. Cementová malta medzi nosníkmi nie je vypadnutá, je celistvá a nepoškodená. Styčná škára medzi nosníkmi a spriahujúcou doskou je priznaná, ale bez viditeľnej trhliny – nedošlo ku poškodeniu styčnej škáry. Betón zvýšených odrazových pruhov a ríms je po celej dĺžke v pomerne dobrom stave, poškodené sú len krajné časti presahujúcich ríms (Obr. 2) – dochádza ku ich rozpadu, čo spôsobuje zatekanie z bočných strán a začatie vytvárania chloridových záclon z bočných strán nosníkov a bočných strán opôr. Spodná stavba je v dobrom stave, došlo iba ku zatekaniu cez rímsy v mieste uloženia nosníkov (Obr. 2). Korózia výstuže úložného prahu alebo závernej stienky nebola zistená. Trhliny neboli viditeľné.



Obr. 3 Pohľad na pozdĺžnu trhlinu z bočnej strany prefabrikovaného nosníka

4. Výsledky diagnostiky mostného objektu

Diagnostika mostného objektu zahŕňala:

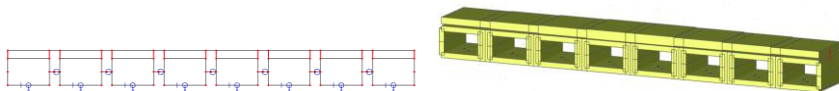
- vizuálnu prehliadku,
- zistenie skutočnej pevnosti betónu v tlaku,
- koróziu výstuže.

Vizuálna prehliadka ukázala, aké poruchy sa na moste vyskytujú, aký je ich rozsah a rozmiestnenie na mostnej konštrukcii. Ako jediná významná porucha sa javí iba poškodenie okrajov ríms, ktoré spôsobuje začínajúce zatekanie z bočných strán nosníkov a opôr. Na základe vizuálnej prehliadky možno ohodnotiť stav mosta podľa TP 060 (TP 02/2012) [8] takto:

mostný zvršok	stav:	III. dobrý
nosná konštrukcia	stav:	II. veľmi dobrý
spodná stavba	stav:	III. dobrý
	celkový stav:	III. dobrý

5. Prepočet mostného objektu

Prepočet a výpočet zaťažiteľnosti sa vykonal podľa platného predpisu TP 02/2016 [9] iba pre nosnú konštrukciu, spodná stavba nebola overovaná. Do úvahy sa brali hodnoty materiálových a geometrických charakteristík zistených na nosnej konštrukcii. Ďalej boli zohľadnené európske normy STN EN, platné pre navrhovania mostov. S ohľadom na existujúcu metodiku zohľadňujúcu platné normy, posudzovala sa odolnosť prierezu nosníkov KA-93, zistená podľa STN EN a podľa reálnej konštrukcie. V statickom prepočte sa jedná o 1-polovú mostnú konštrukciu z tyčových prefabrikátov typu „KA-93“, ktorá vzhľadom na konštrukčné riešenie pôsobí v pozdĺžnom a vo zvislom smere ako prosté pole. Pole má rozpätie 11,40 m. Vzhľadom na usporiadanie a vytvorenie priečneho rezu z tyčových prefabrikátov typu „KA-93“ so spriahujúcou doskou bol pre stanovenie odozvy nosnej konštrukcie na zaťaženie použitý výpočtový model zohľadňujúci kĺbový spôsob spojenia tyčových prefabrikátov v priečnom smere ako „žalúziiová doska“ v kombinácii so spriahujúcou doskou, takže aj ako „ortotropná doska“. Priečne predopnutie nebolo realizované. Priestorová konštrukcia bola zjednodušene redukovaná na rovinný problém. Nosná konštrukcia bola modelovaná ako rovinná zvlášť pre priečny (Obr. 4) a zvlášť pre pozdĺžny smer (Obr. 5). Obedva modely boli realizované metódou konečných prvkov s využitím MKP programového systému Scia Engineer [10].

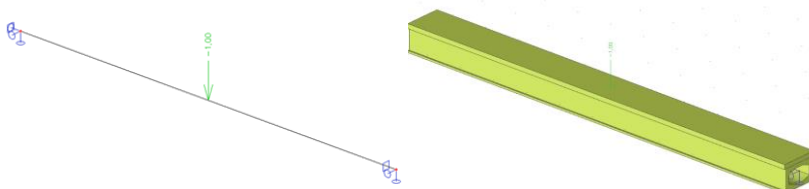


Obr. 4 Statická schéma – priečný rez (model)

Ako premenné zaťaženia dopravou na pozemných komunikáciách boli uvažované modely LM1, LM2, LM3 a LM4. Nosná konštrukcia bola posúdená na momentovú odolnosť, šmykovú odolnosť a odolnosť spriahnutia medzi nosníkmi a doskou.

Z výsledkov prepočtu vyplýva, že mostný objekt vyhovuje na:

- normálnu zaťažiteľnosť 32 ton,
- zaťažiteľnosť na jednu nápravu 40 ton,
- výhradnú zaťažiteľnosť bola znížená na hodnotu 80 ton (požadovaná hodnota je 90 ton),
- výnimočná zaťažiteľnosť bola znížená na hodnotu 260 ton (požadovaná hodnota je 280 ton).



Obr. 5 Statická schéma – pozdĺžny smer (model)

5. Záver

Na základe vykonanej diagnostiky a prepočtu mostného objektu bolo odporúčané:

- Zaťažiteľnosť je vyhovujúca, takže nie je potrebné nosnú konštrukciu zosilňovať;
- Vzhľadom na malú hrúbku vozovky (40 + 10 mm z dôvodu dočasného používania mostného objektu) a začínajúcu degradáciu ríms, odporúčame vymeniť pôvodnú vozovku s hydroizoláciou za plnohodnotnú hr. 90 mm spolu s rímsami. Z tohto dôvodu by mali byť vymenené aj zábradlia a mostné závery.

Diagnostika (vizuálna a dotyková) a prepočet ukázali, že mostný objekt na miestnej ceste je možné opraviť na úroveň, ktorú si vyžadujú súčasné normy a predpisy s minimálnymi nákladmi. S ohľadom na šírku mosta je možné vykonať opravu vo dvoch časových etapách s vylúčením dopravy na jednej polovici mosta a sanačných prácach na druhej polovici.

Podakovanie

Táto práca bola podporovaná Agentúrou na podporu výskumu a vývoja na základe Zmluvy č. APVV-14-0772 a Grantovej agentúry VEGA SR pod číslom grantu 1/0413/18 a 1/0045/19.

Literatúra

- [1] Moravčík, M. – Bujňáková, P.: Collapse analysis and reconstruction process of precast bridge in Slovakia, 10th International Conference on Short and Medium Span Bridges, Quebec City, Quebec, Canada, July 31 – August 3, 2018, Pages: 223-1/223-6.
- [2] Moravčík, M. – Bujňáková, P. – Bahleda, F.: Príčiny havárie a rekonštrukcia predpätého mosta v Podbieli. Beton TKS, ročník: 17, číslo 4/2017, Praha, tisk: Libertas, a.s. Praha, ISSN 1213-3116, s. 62-66.
- [3] Projekt (technická správa a výkresová dokumentácia): Proimex s.r.o. Bratislava, Toryská 24, Bratislava – Vodné dielo Žilina 1. etapa, pravostranná hrádza – most na provizornej ceste k hydrouzlu cez biokoridor, vyprac.: 08. 1994.
- [4] Projekt (technická správa a výkresová dokumentácia): Reming Consult a.s., Trnavská č. 27, 831 04 Bratislava - ŽSR, Terminál intermodálnej prepravy Žilina, 1. etapa výstavby. SO 3301 – oprava pôvodného mosta cez biokoridor, vyprac.: 07. 2014.
- [5] STN 73 6203, Load action on bridges. SUTN, 1986 (no longer valid).
- [6] STN 73 1201, Design of concrete structures, SUTN, 1986 (no longer valid).
- [7] Katalóg – Nosníky KAs-93. Spriahnuté žel. bet. doskou pre cestné a diaľničné mosty dĺžky 12-15-18m., Doprastav Bratislava, Cestné stavby Košice, február 1993.
- [8] TP 060 (TP 08/2012) Technické podmienky. Prehliadky, údržba a opravy cestných komunikácií. Mosty. SSC, 2012.
- [9] TP 02/2016, Technické podmienky, Zaťažiteľnosť cestných mostov a lávok, 01.05.2016.
- [10] Manuál k softvéru „Scia Engineer 2017“.

Sekcia 3

Materiály na sanáciu

Odborní garanti a recenzenti sekcie:

prof. Ing. Adolf Bajza, PhD., Stavebná fakulta STU Bratislava
Ing. Vladimír Živica, DrSc., ÚSTARCH SAV Bratislava
doc. Ing. Jiří Kolísko, PhD., Kloknerův ústav ČVUT Praha

DOSTAVBA 3. a 4. BLOKU JADROVEJ ELEKTRÁRNE MOCHOVCE – OSADZOVANIE KOTVIACICH BODOV

Branislav Barčík*

Abstrakt

V roku 1981 bola zahájená výstavba jadrovej elektrárne Mochovce s plánovanými 4 blokmi. Prvý a druhý blok boli spustené do prevádzky v rokoch 1998 a 2000. Osud 3. a 4. bloku bol nejasný, ale v roku 2008 sa rozhodlo o ich definitívnej dostavbe. Na pripievňovanie technologických zariadení k nosným konštrukciám týchto blokov, boli navrhnuté dodatočne osadzované kotviace body, čo sa realizovalo pomocou nezmraštivo-expanzívnych zálievkových hmôt PAGEL.

Dopyt po elektrickej energii neustále narastá a predpokladá sa, že tento trend je trvalý. Zdroje energie pre výrobu elektriny môžeme rozdeliť na obnoviteľné a neobnoviteľné, pričom medzi obnoviteľné patria slnko, voda, vietor, teplo zeme a ďalšie. Medzi neobnoviteľné zdroje patrí uhlie, ropa, plyn, rašelina, ale patrí sem aj jadrové palivo vyrobené z obohateného uránu. Elektrická energia vyrobená z jadrového paliva v atomových (jadrových) elektrárňach je považovaná za „čistú“, nezaťažuje životné prostredie a tieto elektrárne fungujú s nulovými emisiami skleníkových plynov.

Energetický mix (zdroje pre výrobu elektrickej energie) Slovenskej republiky je približne takýto:

Tab.1: Energetický mix

Voda		15%
Uhlie a plyn		29%
Jadro		54%
Slnko		2%
Geotermál		0%
Vietor		0%

Slovenská republika má dlhodobé skúsenosti s výstavbou a prevádzkou jadrových elektrární a z dôvodu vysokého dopytu po elektrickej energii sa rozhodla dobudovať tretí a štvrtý blok JE Mochovce. V súčasnosti sú v prevádzke 1. a 2. blok, tretí je v štádiu záverečných testov pred spustením skúšobnej prevádzky a štvrtý blok bude čoskoro pripravený na úvodné testovanie.

Vzhľadom k tomu, že výstavba JE Mochovce bola zahájená v 80-tych rokoch minulého storočia a niekoľko krát bola prerušená, tak tu vzniklo množstvo post –

* Ing. ALLMEDIA spol. s r.o., Pod gaštanmi 4, 821 07 Bratislava, bbarcik@allmedia.sk

inštalačných kotviacich, ale aj sanačných prác. Týmito prácami sa rozumie zhotovovanie kotviacich bodov pre pripevňovanie seizmicky klasifikovaných strojno-technologických zariadení, elektrických zariadení, riadiacich systémov, častí stavebných konštrukcií, architektonických prvkov, trás pre káble, rúry a vzduchovody. Sanačné práce boli vyvolané zmenami stavebných konštrukcií, defektami vzniknutými pri pôvodných nekvalitných a nepresných betonárskych prácach a tiež aj nedokončenými konštrukciami.

Ako kotviaci materiál pre spolaľivé a vyhovujúce osádzanie kotviacich bodov boli navrhnuté nezmraštivo expanzívne zálievkové hmoty PAGEL, na cementovej báze, s triedou reakcie na oheň A1. Okrem deklarovaných vlastností týchto hmôt, boli robené aj cieľové testy a skúšky v akreditovaných skúšobniach a následne bol vypracovaný dokument: „VYHODNOCENÍ POUŽITELNOSTI – KVALIFIKACE ZÁLIVKOVÝCH CEMENTOVÝCH HMOT PAGEL PRO PODMINKY JE MOCHOVCE, 3. A 4. BLOK“. Autorom tohto dokumentu je firma Binder&Partners, s.r.o. a sú v ňom zohľadnené všetky aktuálne požiadavky slovenskej „atomovej“ legislatívy, požadujúcej vysoký stupeň kvality a spolaľivosti.

V dokumente sú popísané konkrétne kroky posudzovania a vyhodnocovania, použitá metodika, výsledky experimentálneho skúmania a následne príklad statického výpočtu pre jednu samostatnú kotvu v trhlínovom betóne.

Pri dostavbe tretieho a štvrtého bloku jadrovej elektrárne Mochovce (EMO34) bolo pri zhotovovaní kotviacich bodov na primárnom okruhu vŕtaných cca 120 000 dier priemeru 52 – 112 mm. Následne boli do týchto dier aplikované konkrétne hmoty PAGEL s príslušnou zrnitosťou, do ktorých boli vkladané závitové prvky, alebo prúty z betonárskej výstuže. Na prúty boli predpísaným spôsobom pripevnené oceľové platne rôznych hrúbok, čím vznikli kotviace body – „nosiče“ budúcich technológií. Niektoré body boli fixované dvomi, iné zas štyrmi a niektoré šiestimi prútmi. Umiestnenie kotviacich bodov vyplynulo z požiadaviek a nárokov spomínaných technológií a nachádzajú sa v podlahách, zvislých stenách aj stropoch.

Pri realizácii kotviacich bodov vo zvislých stenách a stropoch bola využívaná hmota PAGEL produktovej rady V14. Je to tixotropná, kotviaca, výplňová a podmazávacia malta s plastickou konzistenciou.

Na kotvenie v podlahách boli využívané malty a betóny PAGEL produktovej rady V1. Tieto hmoty sú tekuté s nivelačnou schopnosťou a s výbornou zatekavosťou.

Na kotvenie strojného vybavenia a čerpadiel so zložitými frémami boli používané zálievkové betóny PAGEL V80C45 a V160C45 vyznačujúce sa tvorbou nízkeho hydratačného tepla.

Okrem toho, že zálievkové a plastické hmoty PAGEL sa dlhodobo využívajú pri výstavbe inžinierskych stavieb vo viacerých krajinách Európy a Sveta, tak sú schválené pre náročné kotviace práce v jadrovej energetike, ale aj pri výstavbe veterných elektrární umiestnených na pevnine a aj v mori. Je to vďaka ich mnohým výnimočným vlastnostiam, ktoré sú deklarované protokolmi a vyhláseniami po vykonaných testoch.

Obr. 1 Kotviace body v podlahe



Obr. 2 Zalievanie kotviacich bodov



Obr. 3 Výroba kotviacich bodov



Obr. 4 Výšková regulácia



Obr. 5 Kotviaci bod v rovine hermetickej zóny



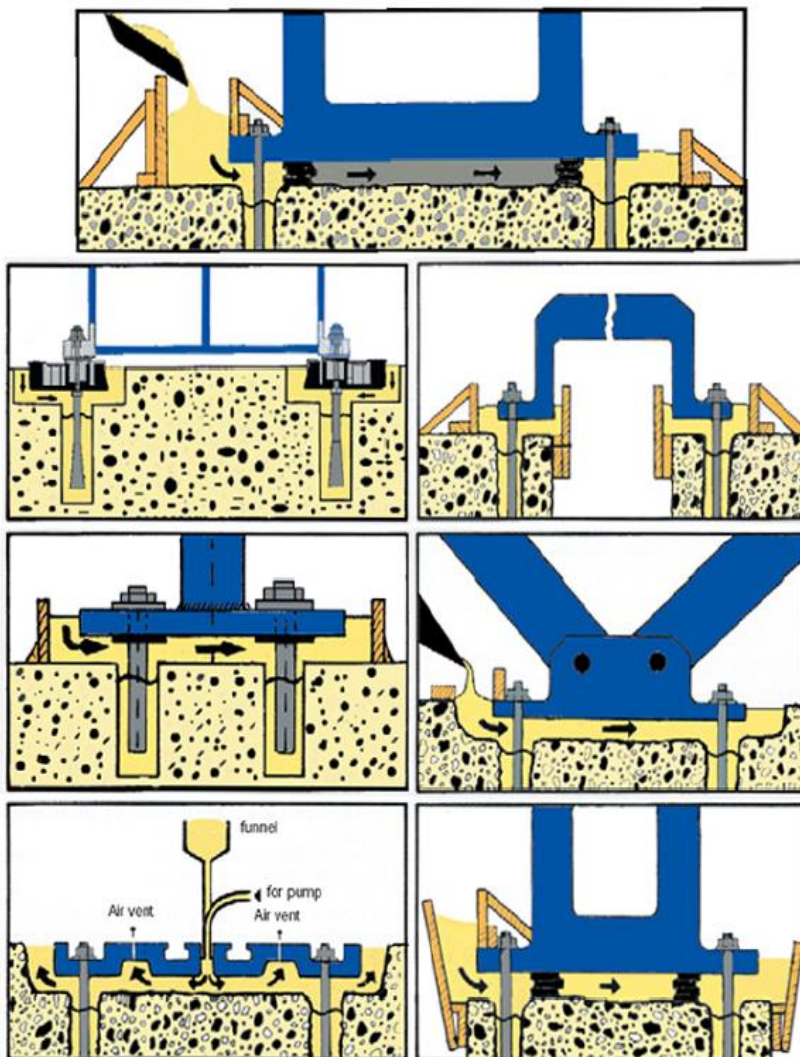
Obr. 6 Kotviaci bod na zvislej stene



Zálievkové hmoty PAGEL sú svojimi vlastnosťami určené na precízne kotviace práce technologických zariadení, veľkých strojných súčasti stavieb, výrobných liniek, obrábacích strojov s vysokými nárokmi na presnosť kotvenia a fixovania.

Obr. 10 Niekoľko charakteristických prípadov kotvenia hmotami PAGEL

Príklad použitia:
• princíp zalievania



Obr. 7 Kotviace body



Obr. 8 Kotvenie s Pagel V14/10



Obr. 9 Využitie kotviacich bodov v strope



Literatúra:

- [1] PNM34339911 Vyhodnotenie použiteľnosti hmôt PAGEL pri dostavbe 3. a 4. bloku JE Mochovce.
- [2] Informačná brožúra, Infocentrum Slovenských elektrární, 935 39 Mochovce.

EXPERIMENTÁLNÍ STANOVENÍ ÚNOSNOSTI GFRP VÝZTUŽE PŘI SOUBĚŽNÉM NAMÁHÁNÍ TAHOVOU A SMYKOVOU SILOU

František Girgle¹

Vojtěch Kostiha²

Ondřej Januš³

Pavel Šulák⁴

Ivana Švaříčková⁵

Petr Štěpánek⁶

Abstrakt

Kompozitní výztuže vykazují zcela odlišnou únosnost při namáhání ve směru vláken a mimo hlavní osu prutu. V reálných aplikacích (např. tažená/předpjatá výztuž v oblasti smykové trhliny; kotevní svorník horninového masivu aj.) je však pravděpodobné souběžné zatížení kombinací tahové a posouvající síly, čímž dochází k odklonu výslednice od hlavní podélné osy prutu. Tento typ namáhání není pro prutovou výztuž doposud spolehlivě experimentálně ověřen. Příspěvek proto prezentuje aktuální poznatky získané z probíhajících materiálových zkoušek realizovaných na GFRP výztužích. Výsledky poukazují na významný vliv velikosti působící smykové síly na mezní tahovou únosnost prutu.

Úvod

Kompozitní výztuže, které jsou vyráběny z dlouhých nosných vláken vzájemně spojených polymerní maticí, dosahují zcela odlišných vlastností při namáhání ve směru vláken a ve směru na ně kolmém. V podélném směru je tahová únosnost limitována dosažením mezního přetvoření nosných vláken, přičemž dochází k jejich křehkému porušení (podélný směr L, viz obr. 1). V příčném směru naopak dochází k porušení matrice a vlákna jsou přestřižena ve směru kolmém k jejich orientaci. Při porušení smykem je dosahováno přibližně o řád nižších mezních napětí (směr T na obr. 1). Podrobněji viz například [2]. Obě tyto základní mechanické charakteristiky lze snadno experimentálně stanovit, přičemž postupy jsou zakotveny ve zkušebních normách (např. [7] a [8]).

V reálných aplikacích je ovšem často nezbytné uvážit souběžné namáhání výztuže tahem i smykem. Například v případech prvků s předpjatou FRP výztuží na správné

¹ Ing., PhD., Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Veveří 331/95, 602 00 Brno

² Ing., PhD., VUT v Brně, Fakulta stavební, Veveří 331/95, 602 00 Brno

³ Ing., VUT v Brně, Fakulta stavební, Veveří 331/95, 602 00 Brno

⁴ Ing., PhD., VUT v Brně, Fakulta stavební, Veveří 331/95, 602 00 Brno

⁵ Ing., PhD., VUT v Brně, Fakulta stavební, Veveří 331/95, 602 00 Brno

⁶ prof. RNDr. Ing., CSc., dr.h.c., VUT v Brně, Fakulta stavební, Veveří 331/95, 602 00 Brno

interpretaci této závislosti závisí schopnost spolehlivě určit mezní únosnost dílce, jehož chování je v porovnání s běžným řešením odlišné [3].

Zahraniční studie prokázaly, že při kombinaci namáhání normálovou (tahovou) a smykovou silou se v závislosti na poměru složek zatížení významně mění/snižuje únosnost kompozitu (viz např. [4]). Dostupné vztahy popisující toto chování (např. [1], [6]) jsou však často získány ze zkoušek odlišných typů kompozitů – laminátů – a nemusí být plně spolehlivé při návrhu vnitřní prutové FRP výztuže.

V dalším textu je zmíněn postup stanovení únosnosti GFRP prutu při namáhání kombinací tahové a smykové síly dle *fib* Bulletin no. 40 [1]. V podkladu uvedený postup vychází z kritéria porušení Tsai-Hill odvozeného primárně pro popis chování plošného laminátu [5].

Stanovení únosnosti při víceosém namáhání prutu dle doporučení *fib* Bulletin no. 40

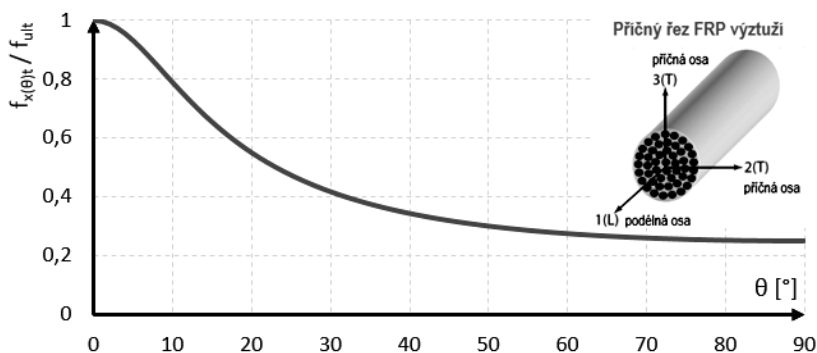
Podklad [1] uvádí pro stanovení únosnosti FRP prutu při odklonu výslednice od hlavní podélné osy o úhel θ vztah ve tvaru

$$f_{x(\theta)t} = \frac{1}{\sqrt{\frac{c^4}{f_{Lt}^2} + \frac{s^4}{f_{Tt}^2} + c^2 s^2 \left(\frac{1}{f_{Lts}^2} - \frac{1}{f_{Lt}^2} \right)}}, \quad (1)$$

kdy jednotlivé symboly značí:

f_{Lt} , resp. f_{Tt} únosnost prvku v podélném resp. příčném směru a
 f_{Lts} smykovou únosnost v podélném směru (v rovině materiálu),
 $c = \cos \theta$; $s = \sin \theta$.

Výpočet únosnosti v obecném směru $f_{x(\theta)t}$ dle vztahu (1) vychází z kritéria porušení Tsai-Hill [5]; při uvážení materiálových charakteristik testované GFRP výztuže je predikce vztahu patrna na obr. 1.



obr. 1 Únosnost vzorku v závislosti na změně úhlu výslednice působícího zatížení, [1] (charakteristiky voleny s ohledem na vlastnosti testované GFRP výztuže)

Experimentální program – testované vzorky

Cílem realizovaného experimentálního programu bylo definovat únosnost použité GFRP výztuže při kombinovaném namáhání tahovou a smykovou silou a verifikovat tak výstižnost vztahu (1). Testována byla GFRP výztuž vyrobená ze skelných vláken typu ECR (přibližně 80% hmotnostně) vzájemně pojenými epoxidovou maticí, výrobce Prefa Kompozity a.s. Text prezentuje výsledky získané na vzorcích výztuže průměru 10 a 14 mm.

Tahové zkoušky GFRP výztuže jsou standardizovány, při jejich realizaci bylo uváženo doporučení normy ISO 10406-1:2015 [8]. Provedení i vyhodnocení zatěžovací zkoušky v čistém smyku (stříhu) vycházelo z ASTM D7617 [7]. Základní mechanické charakteristiky získané z výše uvedených jednorázových zkoušek jsou sumarizovány v tab 1.

Tab. 1 Základní mechanické charakteristiky testované GFRP výztuže

Prut - profil	Deklarovaný průměr [mm]	Průměr vč. povrchové úpravy [mm]	Střední tahová pevnost $\pm$ sm. odchylka [MPa]	Střední modul pružnosti $\pm$ sm. odchylka [GPa]	Střední pevnost v příčném smyku $\pm$ sm. odchylka [MPa]
GFRP Ø10.S	10	11,03	1018,8 $\pm$ 5,2	52,2 $\pm$ 0,3	251,6 $\pm$ 15,4
GFRP Ø14.S	14	14,27	871,2 $\pm$ 10,3	43,3 $\pm$ 1,3	216,2 $\pm$ 27,1

Ověření chování GFRP výztuže při víceosém namáhání

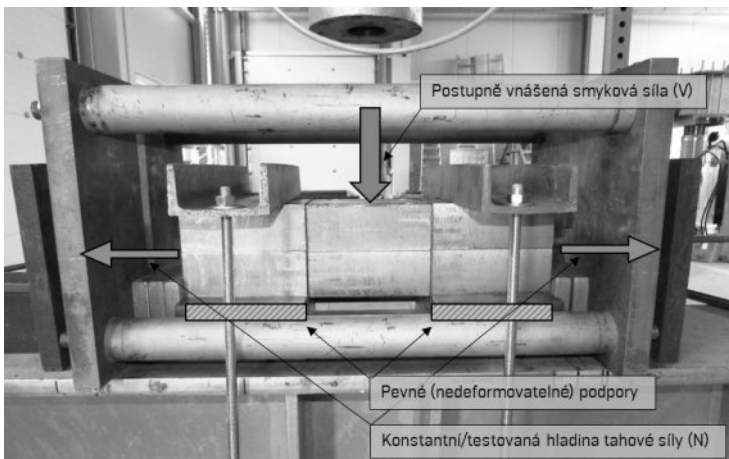
Test pro stanovení únosnosti vzorku při souběžném působení tahové a smykové síly není standardizován. Bylo nutno navrhnout unikátní zatěžovací zkoušku, kdy zkušební rám musel umožnit vnesení tahové osové síly (předepnutí vzorku) a následné porušení vzorku ve směru kolmém na vlákna. Konfigurace zkoušky s idealizovaným zobrazením působících sil je patrná z obr. 2.

Celkem bylo odzkoušeno 87 vzorků s různými okrajovými podmínkami. Pro výztuž průměru 10 mm to bylo 44 vzorků, v případě průměru 14 mm pak celkem 43 vzorků. Vždy 30 vzorků pro každý profil bylo testováno v konfiguraci testu N+V. Společně se vzorky v základních konfiguracích (tahové a smykové zkoušky; 6 + 8, resp. 6 + 9 vzorků) byla získána dostatečně robustní základna pro vyhodnocení závislosti odklonu výslednice působící síly na únosnost vzorku a ověření platnosti teoretické predikce dle citovaných návrhových vztahů.

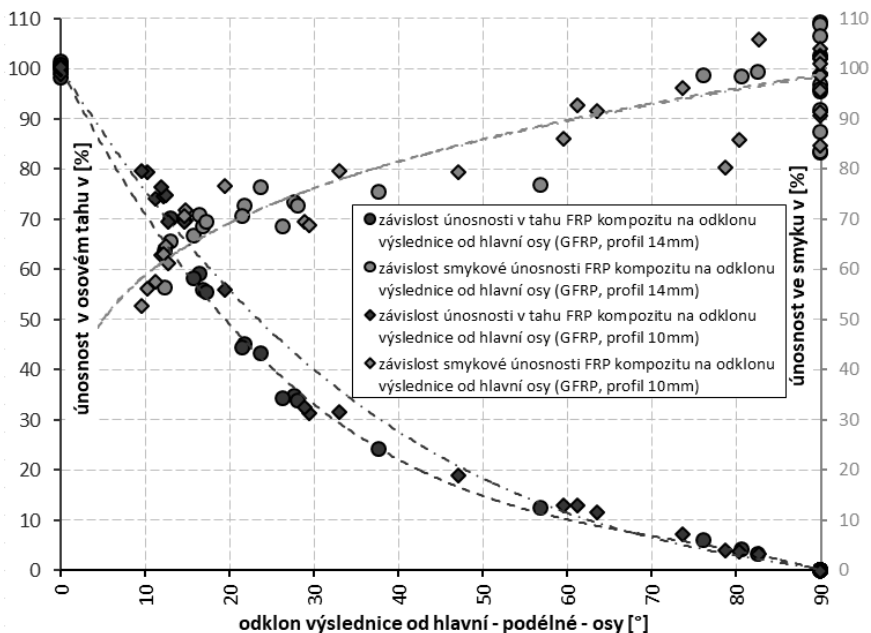
Sohledem na specifickou kompozici materiálu docházelo v závislosti na převládajícím typu namáhání k odlišným způsobům porušení. Bylo pozorováno:

1. čisté smykové porušení v jednom řezu (při nízké/nulové úrovni působící tahové síly; převládalo smykové chování prutu; nosná vlákna byla přestřižena);
2. smykové porušení doprovázené výskytem podélných trhlin indikujících delaminaci vláken a matrice. K tomuto typu porušení docházelo při vyšších úrovních působící tahové síly;

3. tahové (křehké) porušení vláken, které nastalo při téměř centrickém namáhání vzorku.

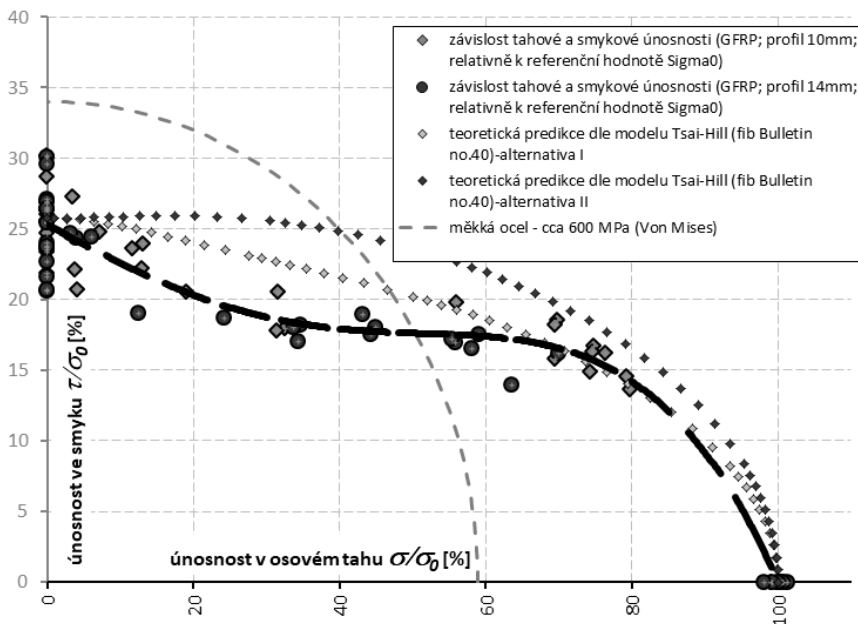


obr. 2 Schéma zatěžovací zkoušky GFRP výztuže při kombinaci tahové a smykové síly



obr. 3 Pokles smykové, resp. tahové, únosnosti svorníku v závislosti na změně úhlu odklonu výslednice (profil 10 a 14 mm)

Pokles normálové/tahové a smykové únosnosti vzorku v závislosti na odklonu výslednice od hlavní podélné osy je velmi dobře patrný z obr. 3, na kterém jsou uvedeny výsledky dosažené pro oba typy testovaných výztužných vložek. Z obr. 3 je též velmi dobře viditelná značná redukce normálové únosnosti již při malých úhlech θ .



obr. 4 Závislost mezi mezní smykovou a tahovou únosností a porovnání s predikcí vztahu (1); pro porovnání doplněno kritérium porušení pro ocel (von Mises) při vztahování hodnot k počáteční pevnosti GFRP výztuže $\sigma_0 = 1018,8$ MPa

Na obr. 4 je zobrazeno kritérium porušení stanovené dle vztahu (1) a to při uvažování středních mechanických charakteristik testované výztuže. Predikce v alternativě I. uvažuje $f_{LTs} = 0,85 \times f_{Tt}$; v alternativě II. je pak $f_{LTs} = f_{Tt}$. Černá čárkovaná křivka značí experimentálně získanou obálku odolnosti prutu (střední hodnoty). Z výsledků je zřejmá nižší výstižnost především v případě stanovení únosnosti vzorku v oblasti tahových napětí nižších než cca 60% σ_0 . V případě dalšího snížení hodnoty f_{LTs} , která je z hlediska přesnosti predikce významná, vztah (1) naopak podhodnotí únosnost v oblasti téměř centricky namáhaného prutu (tj. $\theta < 15^\circ$). Výsledky jsou platné pro testované výztuže s poměrem $\tau_0/\sigma_0 \approx 0,25$.

Závěry

Z experimentálně získaných výsledků je dobře patrné, že i při malém odklonu výslednice působícího zatížení od podélné – hlavní – osy výztuže dochází k významnému poklesu tahové únosnosti – až o cca 35% při úhlu $\theta \leq 15^\circ$. Míra

redukce tahové únosnosti vzorku se však postupně snižuje. Významná změna v chování nastává při dosažení odklonu výslednice od hlavní podélné osy prutu cca 30° (tahová únosnost vzorku přibližně 30%; smyková cca 70%).

Výsledky též poukázaly na skutečnost, že v závislosti na intenzitě působící osově tahové síly dochází k odlišnému způsobu porušení vzorku. Nebyl zaznamenán vliv průměru výztuže a též mírně odlišné mezní tahové pevnosti testovaných vzorků. Experimentálně získané výsledky byly porovnány s predikcí návrhového vztahu dle [1].

Pro ověření uvedených závěrů je plánováno doplnění vzorků FRP výztuží s odlišnou materiálovou kompozicí/výrobním postupem s vysokou tahovou únosností, kdy poměr $\tau_0/\sigma_0 < 0,2$.

Poděkování

Prezentované výsledky byly získány za finanční podpory projektu MPO FV20595 „Ocelobetonová konstrukce přesných obráběcích strojů“ a rovněž za podpory standardního projektu FAST-S-19-5963 „Využití moderních kompozitních materiálů ve vybraných aplikačních oblastech betonových konstrukcí“.

Literatura

- [1] fib Bulletin no. 40, “FRP reinforcement in RC structures”, International federation for structural concrete, 2007, Lausanne, Switzerland, ISBN 978-2-88394-080-2
- [2] Girgle, F.; Prokeš, J., Januš, O., Kostiha, V., Štěpánek, P.: Kompozitní výztuž do betonu - perspektivní materiál pro odolné a trvanlivé betonové konstrukce, Beton TKS, 2017
- [3] Park S. Y., Naaman A. E.: Shear behaviour of concrete beams prestressed with FRP tendons. *Prestress Concr Inst J* 1999;44(1):74–85.
- [4] Scott, P.; Lees, J. M.: Effects of solution exposure on the combined axial-shear behaviour of unidirectional CFRP rods; *Composites: Part A* 2012; 43: 1599–1611
- [5] S. W. Tsai: *Strength Theories of Filamentary Structures, Fundamental Aspects of Fiber Reinforced Plastic Composites*, 1968
- [6] Gay, D., Hoa, S.V. and Tsai, S. W. (2003). *Composite Materials. Design and Applications*, CRC Press, Boca Raton
- [7] ASTM D7078/D7078M-12, Standard Test Method for Shear Properties of Composite Materials by V-Notched Rail Shear Method, ASTM International
- [8] ISO 10406-1:2015, Fibre-reinforced polymer (FRP) reinforcement of concrete - Test methods - Part 1: FRP bars and grids; 2015

Sekcia 4

Technologické postupy sanácie

Odborní garanti a recenzenti sekcie:

prof. Ing. Stanislav Unčík, PhD., Stavebná fakulta STU Bratislava

doc. Peter Koteš, PhD., Stavebná fakulta ŽU Žilina

doc. Ing. Sergej Priganc, PhD., Stavebná fakulta TU Košice

prof. Ing. Rostislav Drochytka, Fakulta stavební VUT Brno

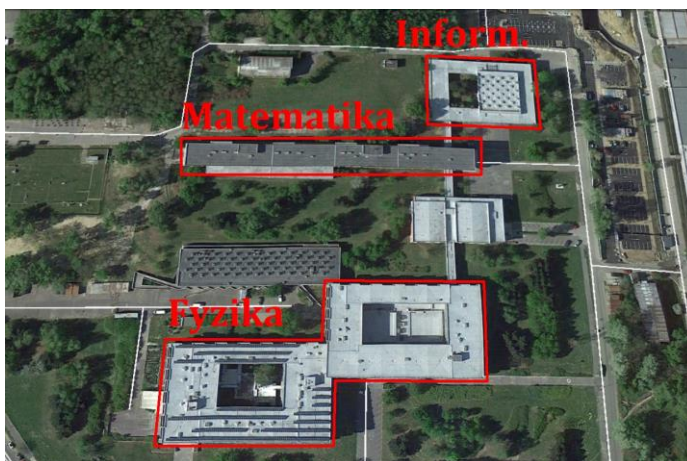
RENOVÁCIA BALKÓNOV A OBVODOVÝCH KONŠTRUKCIÍ FMFI UK V BRATISLAVE

Andrej Bartók¹

Abstrakt

V komplex budov Fakulty matematiky, fyziky a informatiky UK v Bratislave došlo pôsobením vplyvov počasia k výraznému porušeniu vystupujúcich konštrukcií - balkónov a vystupujúcich učební. Strop týchto balkónov a učební tvoria keramické panely, ukladané rovnobežne s fasádou na monolitické železobetónové konzolové nosníky. Dolný povrch keramických panelov bol pôsobením počasia, vlhkosti a zmrazovacích cyklov vo veľmi zlom stave. Obklad bol opadaný, keramické vložky značne poškodené, výstuž panelov obnažená. Na stanovenie únosnosti takto porušených keramických panelov sme uskutočnili dve zaťažovacie skúšky. Skúšky preukázali dostatočnú únosnosť balkónov a vystupujúcich učební. Následne sa uskutočnilo ošetrovanie dolného povrchu konštrukcií a ochrana obnaženej výstuže.

Komplex budov Fakulty matematiky, fyziky a informatiky UK v Bratislave sa nachádza v Mlynskej doline v Bratislave. Ide o niekoľko pavilónov vyznačených na obr. 1.



Obr. 1 Objekty Fakulty matematiky, fyziky a informatiky UK v Bratislave

¹ Ing., PhD., Katedra bet. konštrukcií a mostov, SvF STU, Radlinského 11, 810 05 Bratislava

Autom komplexu je Ing. Arch. Vladimír Dedeček, projekt vypracoval Krajský projektový ústav pre bytovú a občiansku výstavbu. Výstavba prebehla na začiatku 70-tych rokov.

Popis nosných konštrukcií

Ide o kombináciu monolitických a prefabrikovaných železobetónových konštrukcií, keramických stropných panelov a keramických stropných dosiek HURDIS. Monolitické sú železobetónové rámy, prefabrikované sú stropné panely. Na obr. 5 je časť výkresu tvaru s vyznačením konštrukcie stropu.

Stropné konštrukcie objektu pozostávajú z keramických stropných panelov a keramických stropných dosiek HURDIS. Panely sú ukladané na monolitické železobetónové rámy, dosky HURDIS sú ukladané na keramické panely.

Keramické panely sú konštrukcie, vyrábané z keramických stropných vložiek doplnených betonárskou výstužou a zaliate betónom. Výroba takýchto panelov je na obr. 2. Tu zároveň vidieť betonársku výstuž ukladajú medzi vložky.

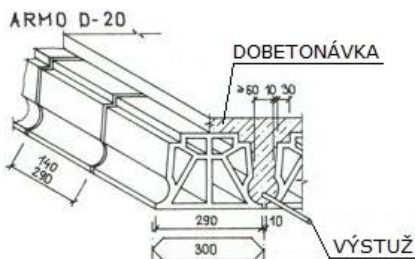


Obr. 2 Výroba keramických panelov

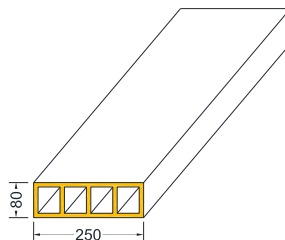
V projektovej dokumentácii statiky nebola žiadna bližšia špecifikácia keramických panelov. Uvádzané sú iba ich rozmery, typ stropných vložiek ani výstuž nie je špecifikovaná. Výška panelov je 350mm, šírka a dĺžka je rôzna. Maximálna dĺžka panelov je 7m. Podľa pohľadu do výrazne porušených panelov je pravdepodobné, že keramické panely sú vyrobené zo stropných vložiek ARMO resp. PARMO, používaných v minulosti. Strop z takýchto vložiek je na obr. 3.

Keramické dosky HURDIS sa používali na zhotovovanie stropných konštrukcií. Dosky sú široké 250mm, ich hrúbka je 80mm. Vyrábali sa do dĺžky max. 1200mm. Dosky sú dutinové so 4 pozdĺžnymi dutinami. Sú keramické, bez ocelevej výstuže – obr. 4

V objekte FMFI sú použité dosky HURDIS dĺžky max. 600mm. Ukladané sú na keramické panely a monolitické železobetónové rámy.



Obr. 3 Strop zo stropných vložiek ARMO

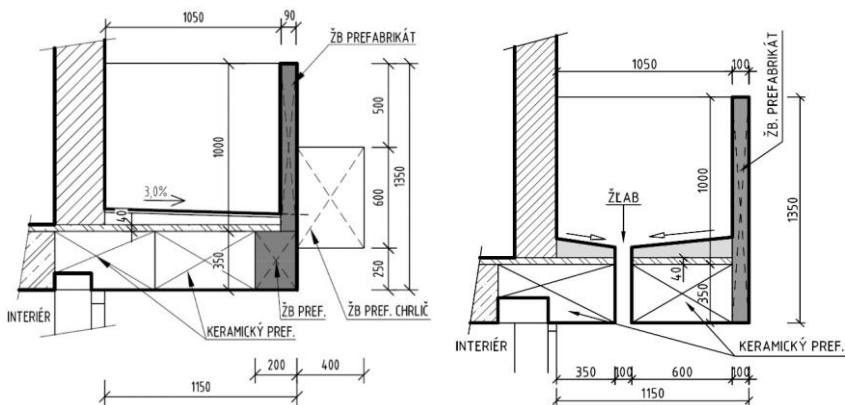


Obr. 4 Keramické dosky HURDIS



Obr. 5 Časť výkresu tvaru s vystupujúcou časťou

Na fasádach budov sú balkóny. Ich konštrukciu tvoria keramické stropné panely rovnobežné s fasádou, uložené na ozuboch monolitických nosníkov, vystupujúcich kolmo z fasády. Vzájomné spolupôsobenie keramických panelov zabezpečuje 40 mm hrubá železobetónová spriahovacia membrána. Z vonkajšej strany sú balkóny uzavreté železobetónovým prefabrikovaným zábradlím. Vyskytujú sa dva typy balkónov – obr. 6. V jednom type je na okraji pod zábradlím žb nosník, v druhom type nosník nie je a panel zábradlia siaha až po spodnú úroveň konštrukcie. Balkóny sa odlišujú aj spôsobom odvodnenia cez chrliče v zábradli resp. cez pozdĺžny žľab v strede balkóna.



Obr. 6 Dva typy konštrukcie balkónov

Dolný povrch keramických panelov bol pôsobením počasia, vlhkosti a zmrazovacích cyklov vo veľmi stave. Obklad bol opadaný, keramické vložky značne poškodené, výstuž panelov obnažená – obr. 7.



Obr. 7 Porušený dolný povrch balkónov – keramické panely

Pri takto obnaženej výstuži je problematické určiť reálnu únosnosť panelov, ktorá je znížená oslabením výstuží a znížením jej súdržnosti s betónom. Preto sme uskutočnili zaťažovaciu skúšku balkóna.

Zaťažovali sa dve susediace polia balkónov. Išlo o najviac porušené polia balkónov, na základe obhliadky. Zaťažovalo sa vodou postupne pod vrstvách hrúbky 100mm do maximálnej hrúbky 400mm, čo zodpovedá zaťaženiu 400 kg/m². Počas skúšky boli geodeticky merané zvislé deformácie balkónov pri jednotlivých zaťažovacích stavoch. Namerané hodnoty boli výrazne menšie, ako očakávané vypočítané priehyby. Podľa všetkého došlo k spolupôsobeniu iných častí konštrukcie balkóna, ktoré neboli vo výpočte priehybu zohľadnené - najmä prefabrikovaného panelu zábradlia. Ďalej sa zrejme prejavilo aj čiastočné pôsobenie nadbetónovanej vystuženej betónovej membrány hr. 40 mm v oboch smeroch, pričom vo výpočte bolo uvažované jednosmerné pôsobenie membrány v smere rozpätia keramických panelov. Priebeh zaťažovacej skúšky je na obrázkoch 8 a 9. Na obr. 9 zároveň vidieť výrazné poškodenie konštrukcie zaťažovaného balkóna.



Obr. 8 Zaťažovacia skúška – zaťažovanie vodou a geodetické meranie priehybov



Obr. 9 Zaťažovacia skúška výrazne porušeného poľa balkónov

Na základe priebehu zaťažovacej skúšky môžeme konštatovať, že konštrukcia balkóna je schopná bezpečne prenášať predpísané úžitkové zaťaženia.

Na severnej fasáde pavilónu matematiky konzolovo vystupujúca konštrukcia netvorí balkón, ale strop vysunutých učební. Tu sme urobili ďalšiu zaťažovaciu skúšku s podobným výsledkom.

Napriek dostatočnej únosnosti balkónov a stropov vysunutých učební bolo potrebné previesť ošetrovanie porušených dolných povrchov balkónov. Toto sa uskutočnilo ošetrovaním obnaženej výstuže a následným nahradením opadanej krycej vrstvy reprofilačnou maltou. Výstuž sa ošetrila nanosením pevnostného mostíka s funkciou ochrany výstuže proti korózii aplikáciou cementového polymérmí modifikovaného kompozitu. Na reprofiláciu sa použila opravná malta na betónové konštrukcie so statickou funkciou. Na záver sa dolný povrch uzavrel obkladom resp. novou omietkou vystuženou sietkami.

SANÁCIA KAMENNÝCH KLENBOVÝCH ŽELEZNIČNÝCH MOSTOV

Vladimír Piták¹
Peter Vyšlan²
Ľubomír Macura³

Abstrakt

Vrámci stavieb „Elektrizace a zkapacitnění trati Šumperk - Libina (mimo)“ a „Elektrizace a zkapacitnění trati Libina - Uničov“ sme sa spolupodieľali na projektoch niekoľkých železničných mostov. Súčasťou stavby boli rekonštrukcie a novostavby viacerých typov mostných konštrukcií. Na týchto úsekoch trate dĺžky cca 26 km sa nachádza celkom 103 mostných objektov, z ktorých 32 objektov tvoria kamenné klenbové mosty a priepusty. Predmetom príspevku je návrh sanácie kamenných železničných mostov malých rozpätí v závislosti od dispozičného riešenia a ich stavebnotechnického stavu.

Úvod

Riešené kamenné klenbové mosty sa nachádzajú na jednokolažnej železničnej trati č.290 Olomouc – Šumperk a sú situované v úseku trate od Uničova po Šumperk. Táto trať patrí medzi najvyťaženejšie neelektrifikované trate v Českej republike. Základným účelom predmetných stavieb je elektrifikácia, zvýšenie kapacity a optimalizácia trate s predpokladaným termínom začiatku výstavby v roku 2021. Súčasťou prípravy stavby sú aj projekty rekonštrukcie železničných mostov, v ktorých sú riešené aj sanácie kamenných klenieb.

Existujúci stav kamenných klenieb

Podľa dostupných podkladov je obdobie výstavby kamenných konštrukcií datované pred rok 1880. Jednokolažné klenbové mosty a priepusty premostujú väčšinou vodné toky, inundačné územia a nespevnené poľné cesty. Výška presypávky nad vrcholom klenieb je rôzna a podľa miesta premostenia sa pohybuje v rozsahu 0,5-8,0m. Nosné konštrukcie sú kamenné klenby svetlosti cca 2-6m, svetlej výšky cca 1,5-4,5m. Na čelách sú doplnené kamennými čelnými stenkami, ktoré sú ukončené rímsou. Spodné stavby sú kamenné masívne opory po stranách doplnené svahovými kamennými krídlami. Hrúbky klenieb a opôr sú rôzne, presné hrúbky boli určené z výsledkov stavebno-technického prieskumu. V rámci prieskumu boli realizované tieto práce: vizuálna prehliadka, jadrové vrty do klenby a opôr, vodné tlakové skúšky, skúšky pevnosti v prostom tlaku, stanovenie pevnosti malty, kopané sondy alebo šikmé vrty pre overenie hĺbky založenia. Stavebno-technický stav konštrukcií je vo väčšine prípadov dobrý. Použitý kameň

¹ Ing., Reming Consult a.s., Trnavská cesta 27, 831 04 Bratislava

² Ing., Reming Consult a.s., Trnavská cesta 27, 831 04 Bratislava

³ Ing., Reming Consult a.s., Trnavská cesta 27, 831 04 Bratislava

konštrukcií je hlavne fylit, fylonit a žula s pravidelným alebo nepravidelným riadkovaním kamenného muriva.



Obr.1 Klenba s vysokým nadnásypom (SO 12-19-12, km 21,745)

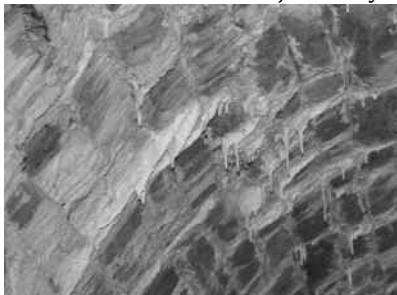


Obr.2 Klenba s nízkym nadnásypom (SO 12-19-15, km 22,586)

Poruchy na kamenných konštrukciách sú spôsobené hlavne degradačnými procesmi vplyvom poveternostných podmienok, erozívnych účinkov pôsobenia vody premostovaných tokov alebo účinkov rastu vegetácie a zatekaním do klenieb a spodnej stavby mostov. Ako hlavné poruchy a nedostatky na konštrukciách boli identifikované:

- priesaky vody cez škáry s výluhom spojiva, inkrustácie a tvorba kvapľov a krusty;

- vypadané alebo popraskané škárovanie - miestami až do hĺbky 150mm;
- lokálne priečne a pozdĺžne trhliny;
- vypadnuté alebo vysunuté kamene spodnej stavby;
- kamene konštrukcie porastené machom a náletovou vegetáciou;
- presýpanie ríms a koruny krídel telesom násypu trate a v niektorých prípadoch značná degradácia povrchu ríms;
- absencia zábradlí na okrajoch čelných stienok a krídel.



Obr.3 Inkrustácie spojiva a kvaple



Obr.4 Vypadané škárovanie, medzery

Na základe stavebno-technického stavu jednotlivých objektov a dispozičného riešenia boli navrhnuté rekonštrukčné a sanačné opatrenia pre dosiahnutia stavu spĺňajúceho normové požiadavky.

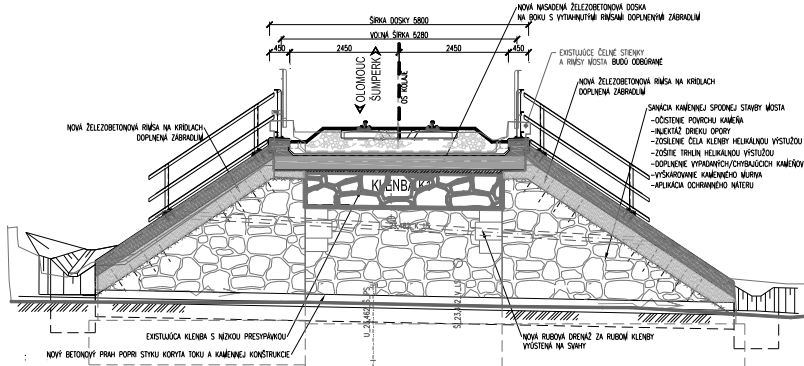
Navrhované riešenie sanácie mostov

Medzi hlavné dôvody prečo sa pristúpilo k sanácii existujúcich starých kamenných klenbových mostov bol vo väčšine prípadov ich pomerne dobrý stavebno-technický stav, vplyv minimalizácie zásahov do súčasného prostredia, kde sa veľa krát jednalo o objekty ponad potoky s výskytom biokoridoru pre drobné vodné a lesné živočíchy a v neposlednom rade tiež optimalizácia investičných nákladov na prestavbu takýchto objektov vo vysokých násypoch.

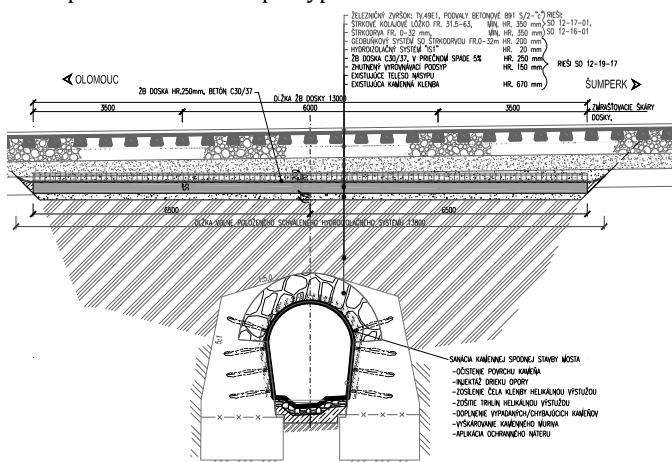
Po stanovení rozmerov nosnej konštrukcie a materiálových charakteristík kamenného muriva vyplývajúcich z prieskumných prác bol realizovaný prepočet nosnej konštrukcie. Existujúce nosné konštrukcie boli prepočítané na účinky zaťažovacieho vlaku LM71 s klasifikačným súčiniteľom $\alpha=1,10$ podľa ČSN EN 1991-2. Objekty boli súčasne overené z hľadiska prechodnosti vozidiel zaradených do traťovej triedy D4 (120 km/h) s hmotnosťou na nápravu 22,5t s maximálnou pridruženou rýchlosťou v danom traťovom úseku. Z hľadiska priestorového usporiadania na mostoch sa uplatnil voľný mostný prierez (VMP) v zmysle ČSN 736201 a overila priechodnosť prejazdného priezru Z-GC.

Sanácia kamenných konštrukcií bola koncepčne navrhnutá pre dva hlavné prípady a to pre klenbové konštrukcie s nízkou presýpávkou a konštrukcie s vysokým nadnásypom. Účelom návrhu sanácie bolo zlepšenie technického stavu konštrukcií s opravou porúch a nedostatkov a minimalizovaniu resp. zabráneniu priesakov cez nosnú konštrukciu. V prvom prípade, kde je výška nadnásypu malá, bola navrhnutá ponad klenbu nasadená nová železobetónová doska, ktorá bude uložená za klenbou buď na časti širokej opory alebo na samostatných prahoch za oporami. Táto

konštrukcia je schopná prenášať zaťaženie mimo klenbu. Nová doska bude po okrajoch doplnená vytiahnutými bočnými stenami ukončenými rímsami so zábradlím. Celá nová vaňa dosky s rímsami bude izolovaná a teda zabráňuje priesakom do klenby. Izolácia bude zvedená do novej rubovej drenáže zriadenej na koncoch novej dosky a vyvedenej na svah telesa do odvodňovacích žľabov. Pri väčších nadnáspoch sa pri návrhu upustilo od realizovania odkopu do úrovne klenby, čo by okrem nárastu nákladov, mohlo destabilizovať súčasne teleso násypu a skôr tým klenbe uškodiť. V takýchto prípadoch sa navrhlo riešenie, kde sa pod úrovňou zemnej pláne železničného spodku vybuduje v priestore ponad klenbu konštrukčná vypádovaná železobetónová doska s dostatočným presahom na obe strany, ktorá bude doplnená systémom hydroizolačného súvrstvia. Po okrajoch sa izolačné súvrstvie napojí na bentonitovú izolačnú vrstvu navrhovanú na svahoch telesa v miestach nad klenbou, ktorá bude stiahnutá až k odvodňovacím žľabom umiestnených za rímsami čelných stienok a krídel s odvedením mimo most.



Obr.5 Návrh pri klenbe s malou presypávkou – nasadená železobetónová doska



Obr.6 Návrh pri klenbe s väčším nadnáspom

Návrh sanácií konštrukcií sa dotýkal aj oprav na existujúcich kamenných konštrukciách a vybudovaní nových časti mostov a to:

- očistenie existujúcich konštrukcií od machu, vegetácie, zdegradovaných a vypadaných časti spojiva a porušených časti konštrukcií otryskaním vysokotlakovým vodným lúčom, resp. ručné dočistenie v škárach s porušeným spojivom a s vyčistením škár stlačeným vzduchom;
- výplňová injektáž muriva opôr a klenby;
- oprava vypadaných/vysunutých kameňov vymurovaním nanovo do medzery;
- trhliny v klenbe a trhliny v murive opôr a krídel pri šírke >1mm budú zošité metódou dodatočne vleповanej nerezovej helikálnej vysokopevnostnej výstuže;
- vyškárovanie kamenného muriva;
- vybudovanie nových železobetónových ríms na čelných stenách a korune svahových krídel, kotvených do existujúceho kamenného muriva. Rímasy budú doplnené novým zábradlím;
- vybudovanie opevnenia telesa kameňom poza krídla so zriadením odvodňovacích žliabkov poza rímasy s vyústením mimo most;
- nové ochranné betónové prahy v mieste omývania kamenných opôr tokom;
- v niektorých prípadoch úprava alebo opevnenie koryta toku pod mostom s vybudovaním lavíc pre drobné živočíchy.

Hĺbkové škárovanie klenby, opôr a krídiel bude prebiehať v miestach odstránenej malty. Škáry budú vyplňované expanznou maltou. Použitie malty, ktorá sa zmrašťuje, je neprípustné. Konzistencia použitej malty musí byť taká, aby po vyškárovaní muriva samovoľne nevytekala zo škár. Pevnosť malty sa požaduje 10 MPa. Pórovitosť malty má byť taká, aby zabezpečovala v prípade vlhnutia rýchle vysušenie malty a tým aj samotného kameniva.

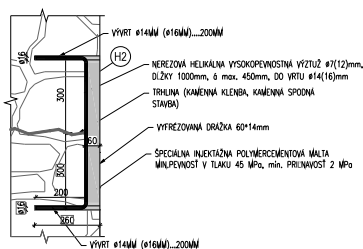
Doplnenie kameňov, vypadané kamene budú doplnené novými z materiálu podobnému pôvodnému kameňu, ktorý sa zistí na mieste geológom stavby. Podľa stavebného prieskumu materiál muriva je prevažne pieskovec, fylit, fylonit alebo žula. Tvar kameňov sa zameria priamo na mieste podľa geometrie otvoru. Kamene budú vyklinované a škáry vyplnené aktívnou maltou.

Injektáž muriva je navrhovaná v rastri 600x600 mm, vrtmi $\phi 42$ mm. Pred zahájením injektáže sa murivo preškáruje na hĺbku min. 50 mm, aby nedošlo k výronom injektážnej malty na povrchu muriva. Navrhovaná hĺbka vrtov pre injektáž je 2/3 z hrúbky muriva. Injektážna zmes bude mať vlastnosti aktívnej malty s pevnosťou 10 MPa. Murivo bude injektované tlakom od 0,1 do 0,6 MPa (max. 1,2 MPa). Pri porušenom murive bude mať injektážny tlak na začiatku veľmi nízke hodnoty. Injektovanie sa ukončí, keď nastane vzostup injektážneho tlaku alebo keď dôjde k vytlačaniu zmesi kdekoľvek na povrchu.

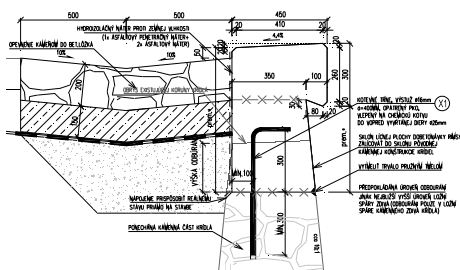
Zošitie trhlín. Murované klenby sú podľa vizuálnej obhliadky v dobrom stave, bez značných viditeľných trhlín. V prípade zistenia a lokalizácie trhlín na stavbe je nutné ich odborne zaistiť. Lokálne trhliny veľkosti väčšej ako 1 mm sa navrhujú „zošít“ metódou dodatočne vleповanej nerezovej helikálnej vysokopevnostnej výstuže kladenej do pripravených vrtov a drážok v existujúcich škárach muriva a lepené vysokopevnostnou maltou dodávateľom systému. Presná poloha frézovaných škár, bude určená po konzultácii na stavbe podľa dodaného systému.

Zaistenie trhlín navrhujeme austenitickou helikálnou výstužou (VAH) Ø7(8) mm s medzou kľzu >700 MPa, v rasti po max. 450mm, alebo podľa škár. Výstuž bude osadená do vyfrézovanej drážky v existujúcej škáre muriva, min. šírka/hĺbka vyfrézovanej drážky je 14/60 mm. Pri vkladaní viacerých kusov výstuže nad seba sa drážka prehĺbi. Výstuž sa navrhuje zalepiť jednosložkovou kotevnou polymercementovou, mikroarmovanou, vodotesnou hmotou pre dodatočné lepenie špeciálnych nenapnutých výstuží do murovaných a betónových konštrukcií. Minimálna pevnosť v tlaku 45 MPa, a min. priľnavosť 2 MPa. Pre potreby kotvenia výstuže do vývrtu bude hĺbka vrtu min. 200 mm. Pre výstuž Ø7 mm bude priemer vrtu 14 mm. Kotevná dĺžka za trhlinou je navrhovaná min 500 mm.

Nové rímasy. Existujúce kamenné rímasy na čelných stenách a krídlach budú odbúrané a nahradené novými železobetónovými rímsami, ktoré budú doplnené zábradlím. Rímasy budú zakotvené do existujúceho kamenného muriva pomocou vlepenej betonárskej výstuže. Skon hornej plochy ríms na krídlach bude závislý od sklonu priláhlého svahu telesa trate, ktorý bude vo väčšine prípadov 1:1,5. Šírka rímasy v korune sa navrhuje 450mm s horným povrchom vypádovaným 4% v smere od líca. Výška rímasy nad priláhlými terénnymi úpravami bude 50mm a výška hornej časti rímasy na pohľadovej ploche bude 300mm s okapničkou vyloženou 100mm. Líčna plocha dobetonávky rímasy sa plynule napojí na líčnu plochu kamenného muriva v mieste odbúrania. Miesto pracovnej škáry styku novej betónovej a pôvodnej kamenej konštrukcie bude upravená a vyplnená trvale pružným tmelom.



Obr.7 Spôsob zošitia trhliny



Obr.8 Detail nadbetónovania novej rímasy

Záver

Pri návrhu sanácii klenbových mostných konštrukcií bolo cieľom dosiahnuť vyhovujúci stavebno-technický stav mostov, rešpektujúci príslušne technické predpisy a normy. Na základe vykonaných podrobných stavebno-technických prieskumov, ako aj vhodnosti aplikovania nových spôsobov zosilnenia a nových typov materiálov, je možné doceliť výrazné zvýšenie únosnosti a predĺženie životnosti súčasných mostných konštrukcií. Navrhované riešenie zosilnenia konštrukcií je navrhnuté s minimálnymi ekonomickými dopadmi na celkové dielo stavby ako aj s minimálnymi dosahmi na ekológiu v oblasti jednotlivých mostov.

Literatúra a podklady

[1]Projektová dokumentácia pre stavebné povolenie SŽDC, Elektrizace a zkapacitnění trati Šumperk - Libina (mimo) a Elektrizace a zkapacitnění trati Libina - Uničov, Reming Consult a.s., 2/2019.

NEOBVYKLÉ SANÁCIE MUROVANYCH KONŠTRUKCIÍ

Sergej Priganc¹

Abstrakt

Murované konštrukcie zohrávali v minulosti veľmi dôležitú úlohu pri celkovej výstavbe, najmä v oblasti sakrálnych stavieb. Teraz sa im venuje značná pozornosť kvôli ich historickej hodnote a venuje sa im značná pozornosť aj ich údržbe. V týchto konštrukciách nachádzame vhodné, ale aj nevhodné technické riešenia údržby. Príspevok predstavuje niektoré aspekty technického riešenia a ľudského faktora, ktoré navzájom plnohodnotne korešpondujú.

Úvod

Murované konštrukcie sa v minulosti veľmi významným spôsobom podieľali na celkovej výstavbe, hlavne v oblasti sakrálnych stavieb. Mnohé z nich sa dochovali až doposiaľ, pričom ide o stavby s nezanedbateľnou historickou a kultúrnou hodnotou. Tieto stavby počas stáročí boli stredobodom záujmu ich užívateľov. Zvýšená pozornosť sa venovala ich skutkovému stavu a náležitej údržbe. Včasné objavenie porúch a eliminovanie porúch v procese užívania stavby prinášalo významné predĺženie životnosti a spoľahlivosti týchto stavieb. Aj pri týchto stavbách nachádzame vhodné, ale i nevhodné technické riešenia návrhu sanácie. V článku poukazujeme na niektoré aspekty technického riešenia a ľudský faktor, ktorý nie vždy plnohodnotne a vzájomne korešpondujú.

Diagnostika murovanej konštrukcie kostola po etapách

Diagnostiku uvádzame z oblasti sanácie murovanej konštrukcie kostola, ktorý bol postavený v predchádzajúcom storočí na pomerne strmom svahovitom teréne, naviac v zosuvnom území. Z jednej strany kostola ohraničuje kostol chodník, ktorý z boku lemujú klesajúci strmý svah a z druhej strany tesne pri kostole je verejná komunikácia. Kostol je postavený ako jednolodový. Konštrukčne kostol tvoria murované steny a klenby založené na kamenných základoch. Kostol bol postavený začiatkom minulého storočia. Skutočný vek kostola sme nezisťovali. Posledné dostupné informácie o prestavbe, resp. dostavbe a o rekonštrukcii kostola sú zo šesťdesiatych rokov minulého storočia. Projektová dokumentácia nebola žiadna.

Z vizuálnej obhliadky kostola boli zistené významné trhliny na stenách a styku klenby a oblúka, ktoré prestupovali celou hrúbkou steny. Šírka trhlín miestami dosahovala až 2 mm. Trhliny na klenbe boli v styku klenby a oblúka nad sakristiou. Konštrukcia krovu bola v pomerne dobrom stave, až na niektoré prevedené spoje.

¹ doc. Ing., CSc., Stavebná fakulta TU v Košiciach, Vysokoškolská 4, 042 00 Košice

Napriek tomu, že kostol bol postavený na kopcovitom teréne vlhkostné problémy sa mu nevyhli. Preto sme sa okrajovo venovali aj stavebno-fyzikálnym problémom, hlavne prejavom vlhkosti.



Obrázok 1 – Viditeľné trhliny na styku oblúka a klenby kostola a nedokonalé väzby pomurnice

Počas diagnostiky kostola sa realizovala oprava cesty v tesnej blízkosti pozdĺžnej steny kostola, zároveň sa opravovala kanalizácia vedená pod cestou.

Už z prvej uskutočnenej prehliadky nie všetkých prístupných častí konštrukcie kostola vznikli určité pochybnosti o vhodnosti sanácie z predchádzajúceho obdobia a tiež neprístupnosť krovu a klenieb z ich rubovej strany. Ďalšie vyšetrovania potvrdili niektoré už očakávané nedostatky. Išlo hlavne o konštrukciu krovu a jeho riešenie, teda ukotvenie krovu a klenby.



Obrázok 2 – Ukotvenie krovu do konštrukcie klenby, resp. záves klenby ukotvený v drevenom krove.

Nesporňou zaujímavosťou krovu a valenej klenby bolo ich vzájomné prepojenie. Krov bol kotvený do klenby, resp. klenba bola zavesená na krove. Naše predpoklady sa veľmi nelíšili od toho, čo bolo nám neskôr potvrdili farníci. Pri rekonštrukcii krovu sa farníci obávali, aby vietor „neodniesol strechu“ a tak ju ukotvili. Nesporne to boli zaujímavé úvahy o statickom pôsobení krovu a klenby a jeho riešenie je naozaj „neobvyklé“.

Pri podrobnejšom pozorovaní trhlín na klenbe a murivách stien sme konštatovali, že trhliny priebežné po celej výške bočných stien sú približne v tej istej vzdialenosti od vstupu do kostola. Trhliny prakticky rozdelili kostol na dve samostatné časti – prednú a zadnú polovicu kostola.

Na sledovanie aktivity trhlín boli osadené sadrové terčičky na vnútorných a vonkajších pozdĺžnych stenách – obrázok 3. Osadené terčičky boli v pravidelných časových intervaloch vizuálne kontrolované, či nedošlo k ich porušeniu.

Približne po pol roku sa objavila na sadrovom terčičku trhlinka na strane, kde je v blízkosti kostola verejná komunikácia. Z ďalších sledovaní vyplynulo, že uvedená trhlinka sa stabilizovala. Na ostatných sadrových terčičkoch trhliny neboli pozorované. Sledovanie správania sa sadrových terčičkov na vonkajšej strane bočných stien sme ukončili približne po viac než roku. Po ukončení rekonštrukcie cesty bolo potrebné urobiť drobné opravy omietok dotknutých častí. Sadrové terčičky vnútri kostola boli aj naďalej prístupné a priebežne sledované a vyhodnocované.



Obrázok 3 – Osadené sadrové terčičky: **A** – na vnútornej stene kostola, **B** – na vonkajšej stene kostola

Nakoniec sa potvrdili hlavné príčiny vzniku trhlín kostola, ktoré boli zapríčinené realizovanou opravou verejnej kanalizácie a cesty v tesnej blízkosti kostola, tiež cez ulicu budovanie novej kanalizačnej prípojky k rodinnému domu. V uvedenej lokalite zosuvného územia došlo už v minulosti k viacerým poruchám na budovách a ostatných stavbách.

Z priebežného vyšetovania a sledovania trhlín sa zistili ďalšie skutočnosti, ktoré potvrdili naše predpoklady o rozdelení kostola trhlinami na prednú (veža, chór) a zadnú časť lode kostola (včítane sakristie). Trhliny prebiehajúce vertikálne po celej výške steny boli lokalizované v tej istej časti kostola ako uvoľnené väzby krovu – obrázok č. 3. a boli pozorované aj na základoch.

Zo statickej analýzy porúch nosných murív a následného sledovania stability trhlín bolo zjavné, že trhliny na nosných stenách sú stabilizované (sadrové terčíky zostali bez trhlín). Z konštrukčno-statickej analýzy krovu boli navrhnuté úpravy detailov stykov pomurnice, ktorým boli prisúdené ťahové účinky od chýbajúceho венca.

Sanácia po sanácii murovanej konštrukcie

Príklad sanácie je zameraný na sanáciu murív a klenby po neodbornom odstránení ťahadiel. Pôvodne bol posudzovaný objekt využívaný ako pavlačový dom s prístupom do jednotlivých bytov z pavlače a vnútorným schodiskom. Neskôr bola budova postupne v užívaní viacerých organizácií, ktoré upravovali vnútorné priestory podľa vlastných potrieb. Celá genéza užívania ako aj zmeny vyplývajúce z rekonštrukčných prác v rôznych obdobiach neboli dokumentované, takže z časového hľadiska nebolo možné presne určiť, kedy boli uskutočnené prvé vážne statické zásahy do nosného systému konštrukcie.

Pri poslednej známej sanácii v budove boli z dôvodov potreby novej dispozície, rozšírené miestnosti na prízemí a 1. poschodí. Boli odstránené deliace murivá a zároveň v klenbách boli z neznámych dôvodov odstránené aj niektoré oceľové ťahadlá, ktoré pre prenos vodorovných síl pri klenbách majú rozhodujúci význam.

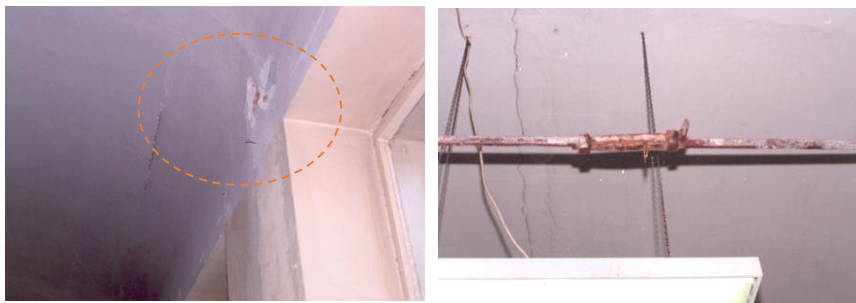
Po sanácii, po nie veľmi dlhom období boli pozorované významné trhliny v murivách stien a v klenbe v oboch novozriadených veľkých miestnostiach. Trhliny boli tak výrazné, že bolo potrebné okamžite riešiť vzniknutú situáciu. Došlo k dvom závažným porušeniam klenby. Prvá zistená vážna porucha bola, že na valcovej ploche klenby vznikli pozdĺžne trhliny, ktoré signalizovali závažné porušenia v šmyku (zlomenie klenby) – obr.4.



Obr. 4 Trhliny v murive priečky a klenbe

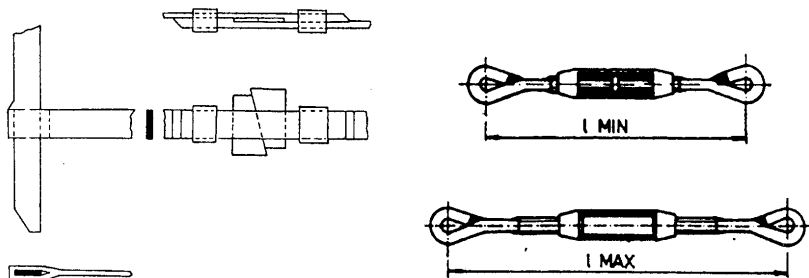
Druhá výrazná porucha vznikla na ponechaných priečkach v predĺženej miestnosti na začiatku a konci miestnosti. Klenba sa doslovne sadla a oprela vo vrchole priečky a v napojení na zvislé muriva sa vznikli výrazné trhliny, ktoré signalizovali

roztlačanie klenby do strán. Pomocou magnetického indikátora (profometra) sme zistili, že boli odrezané ťahadla, ktoré boli zamurované v deliacich pričkach.



Obr. 5 Lokalizácia odstráneného ťahadla, pohľad na ponechané poškodené ťahadlo

Po diagnostike a následnej analýze všetkých informácií týkajúcich sa predmetných klenieb objektu sme navrhli riešiť sanáciu doplnením pôvodne odstránených ťahadiel a v ich aktivovaní. Zo statického hľadiska ide o zastavenie procesu roztvárania trhlín vo vrchole klenby. Doplnenie ťahadiel zároveň znížilo napätia v doteraz ponechaných ťahadlách. Ďalším priaznivým prínosom zo statického hľadiska bolo zníženie napätia v murive v dôsledku sústredeného namáhania, t.j. otláčania muriva pod kotvami ťahadiel. Torzá - zvyšky odstránených ťahadiel, ktoré zostali po neodbornom zásahu, sme navrhli využiť pre ukotvenie nových ťahadiel. Na každom poschodí išlo o doplnenie dvoch ťahadiel. Navrhnuté konštrukčné riešenie využíva pôvodné kotvy v murive, doplnené o ťahadlo z hladkej kruhovej výstuže a napínacieho prvku novozriadeného ťahadlá - obr. 6.



Obr

. 6 Konštrukčné riešenie pôvodných kotiev v murive a pôvodných a nových s spojok ťahadla klenby

Technologický postup obsahoval odkrytie a očistenie torz pôvodných ťahadiel, privarenie nových ťahadiel kruhovej výstuže k zvyškom pôvodných ťahadiel, rektifikovanie - nastavenie a dopnutie ťahadiel, injektovanie trhlín v klenbách a

murivách v miestnostiach poškodených trhlinami, omietnutie odkrytých častí klenieb a murív a obnova náteru stien a stropu.

Na injektovanie muriva klenby bolo možné použiť maltu plastickú až tekutú, prípadne modernejšie prípravky na injektovanie na báze epoxidových živíc. Injektovanie sme odporučili postupovať po dĺžkach 0,5 až 1,0 m, pričom najprv je potrebné vyplniť zvislé škáry a až po ich stuhnutí ložné.

Pripomíname, že zastavenie procesu roztvárania trhlín v klenbách nemusí znamenať okamžité preukázanie únosnosti konštrukcie, predovšetkým z dôvodu, že konštrukcia klenby mohla byť hneď v počiatku nesprávne navrhnutá respektíve realizovaná. Môže sa vytvoriť náhradný nosný systém, ktorý často nevieme presne popísať (lokálne podoprenie priečkami, ktoré môžu časť zvislej a vodorovnej sily eliminovať a pod.). Zdôrazňujeme možnosť prisúdenia určitej vodorovnej sily od klenbového účinku zvislému murivu, ktoré svojím momentovým účinkom je schopné preniesť zvyškovú vodorovnú silu, ktorú nedokázali preniesť pôvodné, ani novozriadené ťahadlá.

Záver

Každá sanácia konštrukcií zahŕňa veľmi širokú škálu riešených problémov. Niekedy až po obhliadke a dôslednej diagnostike je možné urobiť seriózný návrh technického riešenia a podrobný návrh sanácie prvkov a celej konštrukcie. Nie vždy plnohodnotne korešponduje technický návrh riešenia sanácie a ľudský faktor, ktorý vznikne počas sanačného procesu.

Literatúra

- [1] Priganc, S.: Rozvoj a uplatňovanie murovaných konštrukcií. In: Úvod do stavebného inžinierstva. - Košice : TU, SvF, 2003 S. 169-185, [1,92 AH]. - ISBN 8070999497.
- [2] Priganc, S., Bahleda, F.: Zosilňovanie betónových prvkov a konštrukcií..
- [3] Priganc, S., Fecko, L.: Zisťovanie statických vlastností betónových nosných prvkov skúškami - 1. vyd - Košice : TU, SvF - 2012. - 173 s.. - ISBN 978-80-553-1263-7.
- [4] Priganc, S., Terpáková, E.: Diagnostika prvkov betónových konštrukcií. 1. vyd - Košice : TU, SvF, - 2003. - 120 s. - ISBN 80-7099-937-3.

POĎAKOVANIE

Tento článok bol podporený vedeckou grantovou agentúrou Ministerstva školstva, vedy, výskumu a športu Slovenskej republiky a Slovenskej akadémie vied projektom VEGA 1/0661/16 Správanie sa nosných prvkov z obyčajného a ľahkého betónu ovplyvnených teplotou.

REKONŠTRUKCIA OBJEKTU NA ŠTEFÁNIKOVEJ UL. Č. 1 V BRATISLAVE

Ladislav Tausinger¹

Július Bozsik²

Róbert Černaj³

Abstrakt

V príspevku je popísaný postup pri veľmi náročných a rozsiahlych sanačných prácach na jednotlivých nosných konštrukciách objektu. Ide o hlavne betónové, ale aj oceľové, murované a drevené konštrukcie.

1. ÚVOD

Predmetom tohoto príspevku je zhrnutie postupu projektovania a realizácie rekonštrukcie stavby tehlového domu na Štefánikovej ulici v Bratislave. Úlohou projektovania časti statiky bolo navrhnuť také riešenie zosilnenia, aby a stavba plnila svoju funkciu a bolo možné doplniť ďalšie dve nadzemne podlažia podľa architektonického návrhu firmy Architekti Bobek Jávorka. Tehlová stavba, ktorá bola niekoľkokrát rekonštruovaná v niekoľkých etapách bola v stave, keď hlavne nosne prvky vodorovných konštrukcií stropov boli nejasné a častokrát nevyhovujúce. Pred samotným projektovaním bolo nutne konštrukciu úplne obnažiť aby sa ukázali všetky nosne prvky, ktoré sa osobitne posudzovali. Predmetom posúdenia boli základy, nosne tehlové steny, drevené a oceľové nosníky, tehlové klenbové nosníky, ktoré v prípade nevyhovujúcom boli zosilňované alebo vymenené.



obr. 1 Uličný pohľad na objekt na Štefánikovej ul. č. 1

¹ Ing., ELTER constructions, s.r.o. Tranvská 61, 821 01 Bratislava

² Ing., ELTER constructions, s.r.o. Tranvská 61, 821 01 Bratislava

³ Ing., ELTER constructions, s.r.o. Tranvská 61, 821 01 Bratislava

2. PREDREALIZAČNÉ PRIESKUMY

Pre potrebu realizačného projektu bolo potrebné vykonať zisťovanie skutočného stavu nosných konštrukcií objektu. Nakoľko predmetný objekt bol niekoľkokrát prestavovaný a nosná konštrukcia nebola zrejmá, navyše nebola k dispozícii žiadna projektová dokumentácia, bolo potrebné pristúpiť k statickému prieskumu.

Statický prieskum sa skladal z dvoch častí:

- betónové a murované konštrukcie
- drevené konštrukcie

V prieskume betónových a murovaných konštrukcií sa pod vedením vedúceho laboratória STU Ing. Vladimíra Priečodského, PhD sa zistila kvalita muriva, tzn. pevnosť plných pálených tehál a kvalita malty. Navyše Schmidtovým tvrdomerom bola zistená trieda betónu betónových konštrukcií. Potreba zosilovania betónových a murovaných konštrukcií sa finálne zistila až po odstránení všetkých omietok z povrchov nosných stien.

V prieskume drevených konštrukcií boli vizuálne skontrolované všetky drevené nosné trámy, hlavne v miestach ich uloženia do muriva. Boli definované miesta nutnej opravy uloženia a nevyhovujúce trámy. Tento prieskum zrealizoval doc. Ing. Jaroslav Sandanus, PhD. zo Stavebnej fakulty STU.



obr. 2 Štruktúra muriva - uličné krídlo

3. NOSNÁ KONŠTRUKCIA

3.1 Uličné krídlo

Uličné krídlo má tradičnú nosnú konštrukciu. Z hľadiska tvaru ide o obdĺžnik s koncovým trojuholníkovým napojením na susednú zástavbu v jednom trakte. Z konštrukčného hľadiska ide o trojtrakt, v ktorom sú nosné stĺpy a obvodové steny murované. Vnútorne steny sú nahradené sústavou pilierov. Priečnymi stenami je uličné krídlo rozdelené na päť častí. Steny sú vymurované prevažne z plných pálených tehál. Hrúbky murív sa menia po výške objektu. V 1.PP majú obvodové murivá hr. 600 až 750 mm, v 1.NP a 2.NP 450 až 600 mm, v 3.NP 450 mm. V 1.PP boli dva piliere v rámci poslednej rekonštrukcie vynechané a podchytené dvoma

dvojicami zváraných I-nosníkov. Vnútorne piliere majú v nižších podlažiach šírku 750 – 900 mm a šírku prispôsobenú potrebnej šírke otvorov v jednotlivých častiach. V 3.NP sa šírky pilierov zmenšujú na 450 mm. V 1.PP sú použité na prestropenie murované klenby. V menších miestnostiach sú použité ako hlavné prvky oceľové I-nosníky, do ktorých sú murované klenbičky. Vo vyšších podlažiach sú použité na prestropenie drevené trámové stropy. Prierezy trámov sú okolo 195x235 mm. Vzájomná vzdialenosť trámov je 900 – 1000 mm. Často sú drevené trámy v uložení ukladané do oceľových I-nosníkov. V niektorých poliach sú drevené trámy doplnené oceľovými I-nosníkmi. Vo väčších poliach sú využívané ako hlavné nosníky oceľové I-profilu.



obr. 3 Poškodená klenba - uličné krídlo

3.2 Dvorné krídlo

Neskoršie dostavané Dvorné krídlo má obdĺžnikový pôdorys, má šírku 5,55 m a dĺžku 17,20 m. Nosné a obvodové murivo je z plných pálených tehál. Hrúbka muriva je u prednej fasádnej steny v nižších podlažiach 600 mm a v najvyššom podlaží 450 mm. Zadná fasádna stena a čelná obvodová stena majú hrúbku 450 mm. Stropné konštrukcie tvoria drevené trámové stropy. Vzájomná vzdialenosť trámov je 900 – 1000 mm. V strede rozpätia drevené trámy sú uložené na oceľových I-nosníkoch. Na drevených nosníkoch je drevený záklop z dosiek hr. 25 mm. Na záklope je vybetónovaná železobetónová membrána. Objekt je založený na základových pásoch z plných pálených tehál v šírke ako murivo nadzemných stien. Tým, že sa nemenila podlažnosť a zaťaženie stropov v jednotlivých podlažiach, neboli nutné žiadne podstatné zásahy do nosných konštrukcií stien a stropov.

4. ZOSILŇOVANIE ZÁKLADOV

Pôvodné základy na uličnom krídle sú zrealizované ako murované základové pásy a pätky. Najmä vplyvom priťaženia od nadstavby bolo nutné základy zosilniť. Boli zosilnené tryskovou injektážou stĺpmi priemeru 1 – 1,2 m. Zosilované boli základové pätky pod vnútornými stĺpmi v počte 3 – 4 ks podľa miery priťaženia a tiež pod vonkajšou stenou uličného traktu. Do úvahy sa zobral aj fakt, že vonkajšia stena uličného traktu zo dvora je podchyťovaná tryskovou injektážou pre

zabezpečenie stavebnej jamy novej podzemnej garáže, ktorá bola súčasťou rekonštrukcie.

5. ZOSILNENIE MUROVANÝCH STĹPOV

Pôvodné murované stĺpy na 1.NP, 2.NP a 3.NP boli zosilnené železobetónovými stĺpmi vo vnútri prierezu. Ide o desať stĺpov v každom podlaží. Prierez železobetónového stĺpa je prevažne 300x300 mm a je do murovaného stĺpa vyrezaný a vysekaný. Pri realizácii bolo potrebné zabezpečiť a kontrolovať priebežnosť železobetónového stĺpa.



Obr. 4 Zosilňovanie murovaného stĺpa

Zosilnenie oceľových a drevených nosníkov

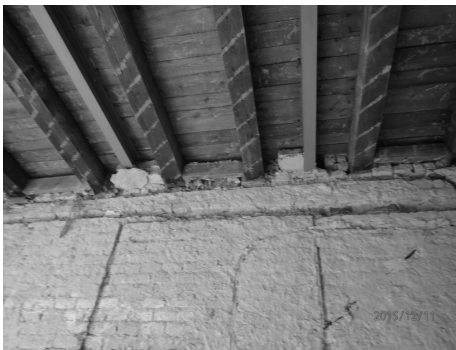
Strop nad 1.NP je prevažne tvorený drevenými a oceľovými nosníkmi. Na piliere a steny sú kladené ako primárny vodorovný nosný systém oceľové nosníky prevažne I prierezu, do ktorých sú vkladane drevené nosníky. Vzájomná vzdialenosť stropníc je cca 700-950 mm. Počas posledných rekonštrukcií boli na viacerých miestach doplnené oceľové nosníky prierezu IE a IPE.

Drevene stropnice sú často kladené len na spodnú prírubu oceľového nosníka podložené dreveným klinom čo predstavuje cca 30-50 mm v uložení, čo je nedostatočné. Na stabilizáciu drevených nosníkov a zlepšenie ich uloženia bol navrhnutý detail pozostávajúci z dvoch oceľových plechov, ktoré sú doplnené skrutkou s hladkým driekom a závitovou tyčou privarenou vo vzdialenosti 150 mm od miesta napojenia plechov kútovým zvarom na stenu oceľového nosníka, na ktorom je uložený drevený trám. Pomocou závitových tyčí, na ktorý sa navlečie plech s oválnymi otvormi bolo možné drevený trám vytlačiť k zaklopu.

Podľa statického prieskumu bolo zistené, že oceľové nosníky, ktoré sa dopĺňali v uplynulých rekonštrukciách nevyhovovali v uložení na spodné príruby I nosníkov, nakoľko ich konce sú častokrát zrezané v cca 45° uhle a pripojené zvarom prevedeným neodborným spôsobom.

Z tohto dôvodu bolo navrhnuté doplnenie plechu, ktorý je privarený čelne k stene I nosníka a bočne stene doplneného IE resp. IPE nosníka s dĺžkou podľa zamerania tak, aby minimálna dĺžka vodorovného zvaru bola 100 mm.

Statickým výpočtom bola preukázaná potreba zosilnenia pôvodných ocelových a drevených nosníkov. Ocelové nosníky boli navrhnuté zosilniť privarením ocelového plechu, resp. pásovej ocele k spodnej pásnici zosilňovaného nosníka. V prípade viac zaťažených nosníkov bolo navrhnuté privariť k spodnej pásnici obrátené T pozostávajúce z dvoch ocelových plechov.



obr. 5 Zosilnenie a doplnenie stropu ocel'ovými nosníkmi

Osobitným prípadom zosilnenia stropu nad stenami 1.NP je 2xdvojica ocelových nosníkov IPE 400 v jednom trakte, ktoré sú zaťažené pilierom začínajúcim nad týmto stropom, ktorý bol v úrovni 1.NP prerušený.

Pôvodná dvojica ocelových nosníkov IPE 400 sa doplnila priehradovým nosníkom pozostávajúcim zo spodného pásu prierezu HEB 120 a priehrady z rúrok. Z vonkajšej strany sa do IPE 400 doplnili výstuhy a zo strany kde nebolo možné privariť výstuhy, sa priestor vyplnil betónom. Drevené nosníky, v ktorých sú prekročené napätia sa zosilnili použitím ocelového plechu resp. pásovej ocele uchytanou na zosilňovaný drevený nosník skrutkami v počte 2x10ks.



obr. 6 Zosilnenie ocel'ového valcovaného nosníka na priehradový nosník

6. ZÁVER

Rekonštrukcia objektu na Štefánikovej ul. č. 1 v Bratislave bola veľmi náročná. Vyžadovala si podrobné prieskumy železobetónových, murovaných a drevených konštrukcií. Počas realizácie, ktorá sa vykonávala súčasne s realizačným projektom bola potrebná častá prítomnosť našich statikov na stavbe a prijímanie rozhodnutí, ktoré boli zapisované do stavebného denníka.

Použitá literatúra

- BILČÍK, J. 1996. Sanácia betónových konštrukcií. ISBN 80-9670595-7-7. Jaga
- PAULINY, P. 2019. Rekonštrukcia objektu. In ARCH o architektúra a inej kultúre. ISSN 1335-3268, 11/2019, s. 29-33.
- | | |
|-----------------|--------------------------|
| STN EN 1990 | Zaťaženie konštrukcií |
| STN EN 1991-1-1 | Tiaž, úžitkové zaťaženie |
| STN EN 1991-1-3 | Zaťaženie snehom |
| STN EN 1991-1-4 | Zaťaženie vetrom |
| STN EN 1998-1 | Zaťaženie seizmické |
| STN EN 1992-1-1 | Betónové konštrukcie |

KOMPLEXNÁ REKONŠTRUKCIA PORUŠENEJ NADCHODKY V PÚCHOVE – POTRUBNÝ MOST O HMOTNOSTI 140 T A S ROZPÄTÍM 106 M NAD VÁŽSKYM DERIVAČNÝM KANÁLOM

Jozef Závacký¹

Jakub Závacký²

Abstrakt

Zanedbaná údržba starších inžinierskych stavieb si po určitých rokoch vždy vyžiada sanačné zásahy a opravy, ktoré sú potrebné pre ďalšie spoľahlivé prevádzkovanie takýchto objektov. Pre úspešnú sanáciu je kľúčovou podmienkou získanie podrobných údajov o daných konštrukciách nielen z pôvodných projektov, ale aj diagnostikou porušených materiálov. Vhodné je vždy pristúpiť ku komplexnej rekonštrukcii, kedy sa popri výmene potrubnej technológie opravajú aj oceľové konštrukcie premostenia i železobetónové podperné piliere, hoci samotné práce boli značne sťažené nutnosťou realizácie za neprerušenej prevádzky technologického zariadenia – prečerpávacej stanice kanalizácie do centrálnej ČOV. Výraznú komplikáciu spôsobilo aj zistenie kritickej poruchy jedného valivého ložiska mosta, ktoré už bolo v havarijnom stave.

Úvod

Požiadavka na rekonštrukciu predmetnej nadchodky – potrubného premostenia - vyplynula z nutnej výmeny poškodených kanalizačných potrubí a prečerpávacej technológie ČOV, ako aj zo zhoršenia stavebno-technického stavu, ktorý bol zdokumentovaný počas obhliadky konštrukcie. Okrem kanalizačných potrubí je potrubným mostom vedené aj vodovodné potrubie a elektrické vedenia (napájania a ovládania čerpadel). Potrubia sú dimenzované so 100 %-nou rezervou.

Predmetom statického posúdenia boli železobetónové podperné piliere (v mieste uloženia ložísk) a oceľové úložné priečniky priehradovej konštrukcie mosta, ako aj nové konštrukcie navrhnutých stavebných úprav – sanácie a zosilnenia týchto konštrukcií. Nakoľko sa pôvodná nosná konštrukcia nadchodky nepriťažovala, statické posúdenie (opätovný statický prepočet) celej pôvodnej nosnej konštrukcie nebol realizovaný, lebo nebol nevyhnutný pre daný rozsah revitalizácie objektu.

Požiadavkou správcu zariadenia bola realizácia všetkých sanačných prác za neprerušenej prevádzky technológie kanalizačnej prečerpávačky a zásobovania pitnou vodou, čo zhotoviteľovi výrazne komplikovalo postup realizačných prác.

¹ Ing., EUR ING, GeoStat, 9 líp 2115, 913 21 Trenčianska Turná

² Bc., GeoStat, 9 líp 2115, 913 21 Trenčianska Turná

Popis nosnej konštrukcie a materiálov

Nosná konštrukcia nadchodky sa skladá z dvoch hlavných častí: železobetónové podperné piliere a ocel'ová priestorová priehradová konštrukcia premostenia potrubí (cez kanál). Statická schéma konštrukcie je nasledovná: piliere sú uvažované ako zvislé konzoly votknuté do základových blokov (plošných pätiiek) a na voľné konce konzol je uložený most ako prostý nosník – na ľavej strane má pevný kĺb (neposuvné ložisko) a na pravej strane posuvný kĺb (valivé ložisko).

Podperné piliere sú nerovnakej výšky, nakoľko je za hrádzami na brehoch kanála nerovnaká niveleta povrchu terénu. Pilier č. 1 (ľavý) je vyšší a pilier č. 2 (pravý) je nižší. Trieda betónu podpier je v pôvodnej PD navrhnutá: základové pätky – tr. II. (B170) a piliere – tr. III. (B250). Diagnostikou bol však v nadzemných častiach pilierov overený pevnejší betón tr. C35/45. Ďalším zistením diagnostiky bolo potvrdenie ocel'ovej výstuže betónu pilierov z hrebenkových prútov zn. 10 425.

Priehradová konštrukcia premostenia (rozpon 106 m) je celozváraná z ocel'ových rúr. Prierez mosta je lichobežníkový. Horný pás priehradovky tvorí dvojica rúr (blízko vedľa seba - s krátkymi rozperami), dolný pás tvoria dve rúry ďalej od seba (s priečnymi rozperami a krížovým zavetrením vo vodorovnej rovine, na ktorých sú uchytené ložiská vedených potrubí a uholníky manipulačnej lávky).

Priehradovka, ktorej výplet oboch bočníc tvoria šikmé diagonály, je v strede rozponu mierne nadvýšená (z technologických dôvodov - kvôli potrubiam), čiže má plytký sedlovitý spád na obe strany – k obidvom podperám. Stredom mosta (na priečnych rozperách a zavetrení dolných pásov) vedie manipulačná lávka. Medzi nosné uholníky sú osadené pororošty. Na uholníkoch je privarené zábradlie.

Koncové úložné priečníky sú zvárané z pásovej ocele do tvaru symetrického prierezu I, ktorý je v hlavných uzloch na koncoch (nad ložiskami oboch párových podpier) výrazne zväčšený (zvýšený i rozšírený) a vystužený vovarenými plechovými platňami. Pôvodná PD uvádza všeobecne triedu ocele 11 373 a zväracie elektródy E 44.83 (bez bližšej a podrobnejšej špecifikácie).

Zistené poruchy a nedostatky

Vek nadchodky je približne 35 rokov. Počas exploatácie konštrukcie bola vykonávaná iba základná pravidelná údržba. Nakoľko sa objekt nadchodky nachádza v exteriéri a je vystavený voľne pôsobiacej erózii v exponovanej polohe – poveternostným vplyvom nad kanálom – už sa vyskytli rôzne poruchy a nedostatky, ktoré bude treba odstrániť v rámci uvažovanej rekonštrukcie.

Na cielené zistenie porúch a nedostatkov nosných konštrukcií nadchodky bola okrem technických obhliadok vykonaná aj odborná materiálová diagnostika, ktorej výsledky boli dôležitým podkladom pre správny návrh sanácie a zosilnenia porušených konštrukcií.

Zhrniem najdôležitejšie zistenia materiálovej diagnostiky a vykonaných obhliadok (podľa jednotlivých základných častí nosnej konštrukcie):

Oceľová konštrukcia priehradového mosta:

- častý lokálny výskyt korózie na oceľových prvkoch (zvetraný nesúvislý náter)
- pororošty manipulačnej lávky značne skorodované (lokálne zdeformované)
- šikmo vysunutá podkladná platňa posuvnej podpory (excentricita valivého ložiska cca 10 cm!)
- excentricita úložného priečnika nad pravým pilierom č. 2 v mieste vysunutej platne ložiska!

Betónová konštrukcia podperných pilierov:

- eróziou porušený povrch betónu (zvetraná krycia vrstva betónu)
- skorodovaná obnažená oceľová výstuž v betóne (po odpadnutí krycej vrstvy betónu)
- lokálne husto popraskaný betón na okrajoch hlavy pilierov (trhliny pod úložnými ložiskami)
- masívne výluhy vápenatých solí v trhlinách (na povrchu betónu)
- neodvodnené priehlbne uloženia podperných ložísk (v priehlbniach stojí dažďová voda)

Nosná konštrukcia nadchodky sa skladá z dvoch hlavných častí: železobetónové podperné piliere a oceľová priestorová priehradová konštrukcia premostenia potrubí (cez kanál). Statická schéma konštrukcie je nasledovná: piliere sú uvažované ako zvislé konzoly votknuté do základových blokov (plošných pätiiek) a na voľné konce konzol je uložený most ako prostý nosník – na ľavej strane má pevný kĺb (neposuvné ložisko) a na pravej strane posuvný kĺb (valivé ložisko).

Příčiny porúch a prognóza vývoja

Příčiny porúch boli identifikované vo dvoch oblastiach kauzálny súvislosti, a to ako zjavné nedostatky a chyby v PD a pri výstavbe (nevhodný návrh spôsobu vystuženia v PD, nedodržanie PD a porušenie technologickej disciplíny) a reologické zmeny materiálov pôsobením prirodzených exogénnych erózných a korózných vplyvov prostredia – zvetrávanie.

Prvá skupina príčin porúch:

- nedostatočne navrhnutá šmyková výstuž (strmene) na okrajoch pilierov (pod uložením ložísk)
- nevhodne riešené priehlbne pre osadenie ložísk (bez odvedenia zrážkovej vody)
- dodatočné nadbetónovanie koruny hlavy podperných pilierov (tenká vrstva dobetonávky)
- chýbajúce vrstvy zhustenej výstuže pod ložiskami (dimenzovanej na sústredený tlak - v PD navrhnutéj)
- nedostatočne hrubá krycia vrstva betónu (nielen tenká, ale i zvlnený povrch debnenia)

- pravý pilier č. 2 je pôdorysne pootočený (chyba vytýčenia), čím vznikla excentricita priečnika!

Druhá skupina príčin porúch:

- nadmerná vzdušná vlhkosť (nad hladinou derivačného kanála)
- priame pôsobenie vody (nasiaknutie betónu dažďovou vodou)
- cyklické mrazové namáhanie (nedostatočná mrazuvzdornosť skarbonatovaného betónu)
- teplotná rozťažnosť (premenná cyklická insolácia)
- vietor (dynamické namáhanie kmitaním a vibráciami)

Zistený stav porušených konštrukcií nebol stabilizovaný, ale progresívne sa vyvíjal, no našťastie veľmi pomaly. S istotou sa dalo predpokladať, že vývoj porúch by sa samovoľne nezastavil, pokiaľ by sa neodstránili príčiny všetkých (alebo aspoň vo veľkej miere rozhodujúcich) negatívnych faktorov, ktoré (priamo, či nepriamo) vplývali na vznik a rozvoj hlavných porúch – trhlín betónu a korózie výstuže. Vývoj poruchy valivého ložiska je však nevyspytateľný – pri posune podkladnej platne a vypadnutí valca hrozí náhly pokles podpery s lokálnym kolapsom úložného uzla a následnou deštrukciou priehradovej konštrukcie mosta.

Spôsob sanácie a zosilnenia konštrukcií

Stavebné úpravy nosných konštrukcií boli logicky rozdelené do viacerých skupín sanačných zásahov:

Oceľ:

- odstránenie starých poškodených náterov a povrchovej hrdze z ocelevej konštrukcie (najlepšie otryskaním pomocou vysokotlakového vodného lúča v kombinácii s mechanickým obrúsením)
- obnovenie antikoróznej ochrany ocelevej konštrukcie v systéme dvojice náterov (základný a vrchný náter), pre korózne prostredie C2 odporúčam použiť typ náteru Sika CorroTop
- kompletná výmena skorodovaných pororoštov za nové rovnakých alebo podobných rozmerov
- rozmery pôvodných pororoštov: dĺžka 1010 mm, šírka 695 mm, výška 30 mm
- nosný rozpon je v priečnom smere, čiže na šírku pororoštu (medzi uholníkmi lávky)
- nominálna požadovaná únosnosť pororoštov je 2,0 kN/m² (podľa pôvodnej PD)

Betón:

- vyplnenie odvodňovacích žliabkov do betónu v hlave pilierov (z priehlbni na bočné okraje)
- odstránenie porušeného betónu z povrchu pilierov celoplošným otryskaním povrchu betónu vysokotlakovým vodným lúčom (v kombinácii s lokálnym mechanickým osekaním)
- lokálna sanácia popraskaného betónu (v oblasti ložísk): injektážou trhlín (Sikadur-52, epoxid typu N alebo LP - podľa aktuálnej teploty) a tenkým

- zrovnávacím nivelačným podliatím spodných platní ložísk alternatívne Sikadur-12 Pronto (akrylát) alebo Sikadur-42 HE (epoxid)
- ďalšie navrhnuté sanačné materiály boli aplikované takmer celoplošne na oba piliere:
 - inhibítor korózie: transparentná organická impregnácia Sika FerroGard-903+
 - antikorózna ochrana výstuže s adhéznym mostíkom: alternatívne Sika MonoTop-910 N (polymércement) alebo Sika Top Armatec 110 EpoCem (cement + epoxid) – obsahuje inhibítor
 - reprofilačná malta (s mikrovláknami): alternatívne SikaRep alebo SikaTop-122 SP alebo Sika MonoTop-412 - polymércementy (vybrať najvhodnejší podľa hrúbky reprofilovanej vrstvy)
 - povrchový ochranný náter betónu voči erózii: Sikagard ... (presný typ náteru vybraný po konzultácii s technikom firmy Sika, podľa technologických možností dodávateľa)
 - pri reprofilácii betónu vyplnenie aj dier po odvrtoch skúšobných vzoriek

Zosilnenie pilierov:

- obopnutie popraskaných hláv pilierov „obručou“ z tiahel (ako náhrada šmykovej výstuže):
- prierez všetkých tiahel v oboch smeroch je M20 (so závitmi na oboch koncoch)
- tiahla sú vedené cez polovičné (rozpílené) vodiace rúrky priemeru 70/8 mm a dĺžky 200 mm
- vnesenie síl do hlavy pilierov je cez prilepené rohové uholníky L200/200x16 mm dĺžky 1,5 m
- upnutie tiahel na koncoch je pomocou dvojice matíc s podložkou cez roznášaciu platničku z plechu hrúbky 12 mm rozmerov 80x80 mm (s vŕtaním v strede - priemeru 22 mm)
- ocelové prvky (všetky z ocele triedy S235) boli zvarené kútovými zvarmi

Valivé ložiská:

- sanácia uloženia konštrukcie (na valivé ložiská) počas nadvihnutia úložného priečnika si vyžiadala zosilnenie I-priezeru (v mieste podloženia hydraulickými lisami) pomocou vovarených zvislých a vodorovných výstužných platní (z plechu hrúbky 15 a 10 mm)
- na zdvíhanie boli použité dva hydraulické lisy so silou 500 kN a zdvihom piestu cca 10 cm
- roznášacie platne (a gumová podložka s textíliou) boli osadené centricky na os hydraulického lisu
- os lisov bola presne pod osou (v strede stojiny) I-priezeru ocelového nosníka úložného priečnika
- maximálna symetrická vzdialenosť osí lisov od osi rúr dolných pásov bola stanovená (obmedzená) na 600 mm
- zdvíhanie aj spúšťanie piestov hydraulických lisov bolo synchronné (spriahnuté elektronickým ovládaním)

Počas realizačných prác sa síce vyskytli zistenia drobných odlišných skutočností voči uvažovaným predpokladom, avšak to negatívne neovplyvnilo realizáciu sanácie a nevyvolalo zásadné koncepčné zmeny. Najvýraznejším rozdielom bola zmena postupu zdvíhania mosta pomocou hydraulických lisov.

Nepredvídané komplikácie pri realizácii

Vzhľadom na dočasné prepojenie potrubí (počas realizačných prác) a použité kompenzátory musel byť obmedzený zdvih hydraulických lisov, čo výrazne znížilo komfort pri manipulácii s valcami ložísk (počas sanácie hlavy pilierov), keď boli zdemontované a po repasácii následne namontované.

Realizácia sanácie párových ložísk jednostranným nadvihnutím mosta hydraulickými lismi bola technicky náročná operácia a objektívne nebezpečná manipulácia, ktorú bolo bezpodmienečne nutné vykonávať veľmi opatrne, nakoľko hmotnosť konštrukcie celého mosta dosahuje 140 t. Napriek tomu prišlo k zadretiu lisu a následnej improvizácii (núdzovým podopretím), ktorá spôsobila zdržania montáže. Situácia začala byť nebezpečná, nakoľko práve vplyvom aktuálne vysokých teplôt (tepelnej rozťažnosti ocelového mosta) prišlo k odvaleniu valca porušeného ložiska takmer na hranu roznášacej platne!

Nové pororošty pochôdznej lávky boli zaobstarané v pozinkovanej povrchovej úprave a museli byť prichytené k úložným uholníkom pomocou mechanického kotvenia (skrutkovanými príponkami) namiesto zvárania. Zmena prichytenia potom musela rešpektovať dilatáciu pororoštov lávky voči nosným uholníkom.

Záver

V súčasnosti je častá požiadavka investorov na revitalizáciu existujúcich inžinierskych konštrukcií, ktoré už z hľadiska morálneho zastarania a fyzického opotrebovania prestali vyhovovať novým požiadavkám. Ďalším obmedzujúcim faktorom bývajú rôzne poruchy konštrukcií, prejavujúce sa trhlinami, koróziou, deformáciami..., ako aj dodatočne zistené nedostatky a chyby pri projektovaní a pri výstavbe. Príspevok popisuje konkrétny prípad technického riešenia v praxi ako príklad vhodnej kombinácie viacerých sanačných technológií a postupov, ktoré sú už v praxi preverené viacročnými skúsenosťami.

Stav nosných konštrukcií nadchodky bol kriticky porušený a vyžiadal si sanačný zásah a lokálne zosilnenia, ktoré boli navrhnuté ako stavebné úpravy v rámci vyprojektovanej komplexnej rekonštrukcie objektu. Okrem toho však bolo nutné (aspoň čiastočne) eliminovať príčiny vzniku a rozvoja zistených porúch (trhlín v betóne, erózie betónu a korózie výstuže, ako i posunu platne valivého ložiska), aby mohla byť rekonštrukcia celého objektu nadchodky zmysluplná a dlhodobou účinná.

Na základe vykonaného statického posúdenia navrhnutých stavebných úprav bolo konštatované, že existujúce nosné konštrukcie nadchodky (potrubného premostenia) po sanácii, ako aj novonavrhnuté zosilnenia konštrukcií vyhovujú kritériám spoľahlivosti v zmysle STN – EN (EC).

SANACE STROPNÍ KONSTRUKCE VODOJEMU

Jan Perla¹

Abstrakt

Príspevek uvádí zesílení statické únosnosti atypických prefabrikovaných nosných průvlaků stropní konstrukce akumulční nádrže vodojemu, které byly jako stavební prefabrikáty provedeny z betonů nedostatečné pevnosti, takže bylo nutné provést zvětšení jejich šířky v tlacené části průřezu a rovněž i přidání tažené výztuže u spodního líce betonového průřezu. Integrita zesíleného průřezu byla řešena příčným předepnutím (sepnutím) průřezu předpínací tyčovou výztuží.

Úvod

Úprava vody Kančí obora u Břeclavi slouží k úpravě pitné vody pro město Břeclav a okolí. Areál je umístěn na pravém břehu odlehčovacího kanálu řeky Dyje a uveden byl do provozu okolo r. 1980. V nedávné době prošel rozsáhlou rekonstrukcí a modernizací provozní technologie. Jeho součástí je i akumulční nádrž vodojemu, u které se při sanaci povrchových vrstev betonu zjistila nízká pevnost použitých betonů průvlaků prefabrikované konstrukce zastropení.

Popis konstrukčního řešení nádrže

Jednokomorová betonová nádrž má světlost $29,6 \times 29,6$ m se světlou výškou 5,45 až 6,2 m, přičemž obvodové monolitické stěny mají tloušťku 500 mm. Ukloněná plocha zastropení je v rastru $6,0 \times 6,0$ m podporována prefabrikovanými sloupy průřezu 400×400 mm. Zastropení je složeno z panelů Spiroll PPD 598/312 o výšce 250 mm uložených na čtyři řady vnitřních průvlaků o pěti polích, přičemž všechna pole (obě krajní i tři vnitřní) působí staticky jako prosté nosníky. Jednotlivé průvlakky byly vyrobeny jako staveništní prefabrikáty a mají průřez 420×650 mm.

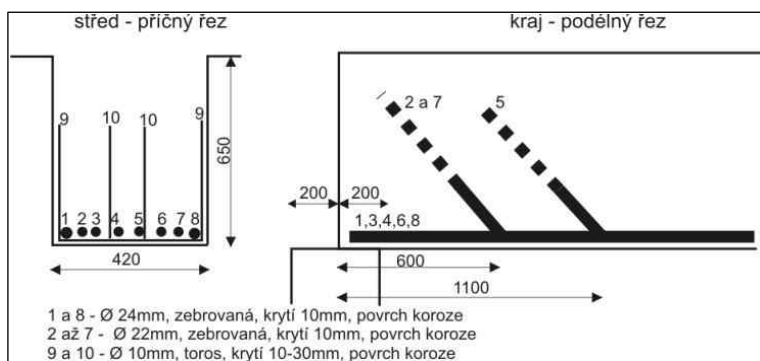
Stav prefabrikované konstrukce zastřešení

Při realizaci opravy poškozených povrchových vrstev průvlaků a sloupů bylo zjištěno, že průvlakky byly pravděpodobně po jejich osazení do nádrže opatřeny pálenou cementovou omítkou a pod ní byly zjištěny betony výrazně nižších pevností. Betonový povrch předpínaných typových panelů Spiroll nebyl viditelně poškozen, takže ani provedená drobná lokální sonda k zabudované předpínací výztuži neprokázala její korozní napadení. Rovněž ani zabudovaná betonářská

¹ Ing., Fakulta stavební VUT Brno, ÚBZK, Veveří 95, 602 00 Brno

výztuž staveništních prefabrikátů nebyla výrazněji poškozena korozí (u obnaženého povrchu výztuže nebyl zaznamenán projev ani šupinkového odlupování, ale pouze rezavý odstín – u rezavého povrchu vznikla debata o možnosti zabudování již v tomto „rezatém“ stavu).

Provedeným doplňkovým stavebně technickým průzkumem byla zjištěna pevnost betonu odpovídající dnešní třídě C9/12,5, resp. C6/7,5. Tomu odpovídá i pevnost v tahu povrchových vrstev zjištěná u nízkých tříd betonu v rozmezí 0,1 až 1,3 MPa, resp. 0,8 až 2,2 MPa u prefabrikátů s mírně „vyšší“ pevností betonů. Protože nebyla k dispozici výrobní dokumentace staveništních prefabrikátů, byl ověřován počet a profily zabudované žebírkové betonářské výztuže, kterou bylo 5 profilů tažené výztuže $\varnothing 22$ mm a dva profily $\varnothing 25$ mm jakostní třídy 10 335, přičemž 3 profily menšího průměru byly u podpor upraveny jako smykové ohyby. Další smykovou výztuží jsou čtyřtřížné třmínky $\varnothing 10$ mm, které jsou u podpor rozmístěny po 100 až 180 mm a uprostřed rozpětí po 250 mm (z hlediska pevnosti výztuže se jedná o jakost 10 338, tj. typ T). Zjištěná hodnota krytí tažené výztuže se pohybuje od 4 do 15 mm, přičemž se převážně jedná o 10 mm. Hloubka karbonatce se pohybuje v intervalu 2 až 5 mm s váženým průměrem 3 mm.



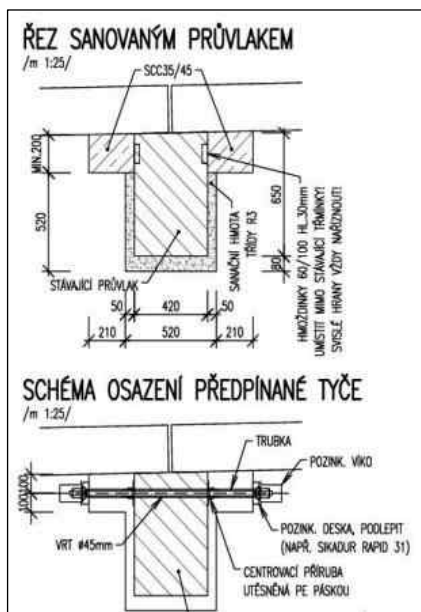
Obr. 1: Zjištěné vyztužení staveništního prefabrikátu

Provedeným statickým posouzením (přepočtem ohybové i smykové odolnosti) bylo zjištěno, že průvlaky s betonem tř. C9/12,5 mají vyhovující únosnost v případě omezení výšky zpětného zemního zásypu do výšky organické zemní vrstvy do 300 mm, přičemž k vyčerpání ohybové únosnosti dochází porušením tažené výztuže. V případě betonů tř. C6/7,5 ale dochází k tlakovému porušení betonu i při výraznějším omezení návrhové pevnosti výztuže podle zásad článku [1], Smyková únosnost je i v tomto případě dostatečná.

Bylo proto rozhodnuto, že průvlaky s betonem tř. C6/7,5 budou zesíleny a průvlaky s betonem tř. C9/12,5 budou pouze povrchově opraveny. Zároveň byla omezena výška zpětného zásypu do 300 mm a maximální objemová hmotnost této kulturní vrstvy byla omezena do 1500 kg/m³.

Statické zesílení atypických prefabrikátů

U nedostatečně únosných prvků (průvlaků) byla zvětšena šířka nosníku v jeho tlačené části o 600 mm (po 300 mm na obě strany). Z původního obdélníkového průřezu tak bude T-průřez s výškou horní příruby 180 až 200 mm. Zároveň bude zvětšena výška průřezu o 100 mm u spodního líce, kde byla vložena přídavná betonářská výztuž 4 profilů $\varnothing R12$, která byla tvarově aktivována. Zároveň byla doplněna i třmínková výztuž pro zajištění integrity zesíleného betonového průřezu. Přibetonovaná část T-průřezu byla v tlačené části navržena ze samozhutitelného betonu tř. SCC35/45 a příčně předepnuta celozávitovými předpínacími tyčemi Freyssibar $\varnothing 26,5$ mm pevnostní třídy Y 1030 s koncovými kotevními deskami a vysokopevnostními předpínacími maticemi. Styk obou těchto betonových částí byl posouzen na podélný smyk s využitím vyztužených hmoždinek (které byly vyřezány mezi zabudované třmínky do betonového průřezu původního průvlaku) a přtlaku na spáru (tlak na původní beton tř. C6/7,5 byl omezen do 3,2 MPa).



Obr. 2: Zesílený průřez prefabrikovaného průvlaku

Podmínkou takto navrženého statického zesílení ale byla aktivace zesíleného průřezu přitížením od veškerého proměnného zatížení a rovněž i přitížením od stálého zatížení (tj. s výjimkou vlastní tíhy).

Provádění statického zesílení

Pro odlehčení průvlaků bylo navrženo podepření stropních panelů ve vzdálenosti cca 1,0 m od průvlaků tak, aby byl zachován manipulační prostor pro zesílení průvlaků. Podepření bylo realizováno pomocí podpěrných rámtů PERI, na kterých byly umístěny atypické šroubovací stoličky sestavené z prvků pro spínání bednění Dywidag. Vlastní přizvednutí konstrukce symetricky na obou stranách průvlaků o hodnotu asi 0,5 mm provedli pracovníci Freyssinetu pomocí hydraulických lisů a konstrukci následně uložili na šroubovací stoličky. Celá procedura přizvednutí byla pečlivě monitorována, aby nedošlo k porušení izolace proti srážkové vodě uložené na stropní konstrukci. Z tohoto důvodu byl stanoven nepřekročitelný limit pro přizvednutí na 1 mm. Po přizvednutí byly lisy odstraněny a stropní panely přenášela provizorní podpůrná konstrukce opřená do dna nádrže.



Obr. 3: Aktivované provizorní podepření stropních panelů

Z průvlaků byl poté velmi šetrně odstraněn degradovaný beton a průvlaků byly otryskány vodním paprskem. V předepsaném rastru byly mezi třmínky vyřezány hmoždinky a doplněna (vlepena) betonářská výztuž pro dobetonování příruby a rovněž byly vyvrtány vrty pro uložení předpínacích tyčí. Po zabednění a důkladném utěsnění bednění byly vybetonovány příruby pod stropní konstrukcí samozhutnitelným betonem. Betonáž probíhala čerpáním pod tlakem do bednění přes dva ventily umístěné na koncích betonových přírub. Na tyto ventily byly přímo připojené hadice čerpadla čerstvého betonu, který byl do bednění plněn (tlakován) nejprve z jedné strany a po uzavření byla směs dotlakována z opačné strany. Při betonáži byl kladen velký důraz na důkladné vyplnění bednění betonem a na odvětrání betonovaného prostoru.

Celá instalace předpětí proběhla po odbednění boků dodatečně přibetonovaných přírub. Po dosažení požadované pevnosti betonu se tyče napnuly na předpínací sílu 325 kN. Napínání bylo prováděno postupně tak, aby se minimalizovaly ztráty pokluzu v kotvení (podle typového osvědčení je pokluz na aktivní kotvě do 1,0 mm). Po předepnutí tyčí se prostor mezi tyčí a konstrukcí zainjektoval cementovou maltou stejně jako injektážní nerezová vřka.

Nakonec bylo zpětným postupem odstraněno provizorní podepření prefabrikovaných předpínaných panelů Spiroll, tj. provedena opětovná aktivace provizorního podepření pomocí hydraulických lisů, odstraněny šroubovací stoličky a stropní panely spuštěny (deaktivovány) do původní polohy.

Veškeré statické zajištění včetně sanace prováděla firma Freyssinet, která použila celou škálu speciálních stavebních technologií – od sanací konstrukcí, přes těžké zvedání až po předpínání a statické zajišťování konstrukcí.

Závěr a poděkování

Tento příspěvek byl vypracován v rámci řešení projektu č. LO1408 „AdMaS UP – pokročilé stavební materiály, konstrukce a technologie“ podporovaného Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy v rámci účelové podpory programu „Národní program udržitelnosti I“

Literatura

[1] Perla, J.: Zesilování konstrukcí z betonu nižších pevností. In: sborník Sanace 2010, s. 231÷243, SSBK Brno, květen 2010

NÁVRH SANÁCIE PANELOVEJ NOSNEJ KONŠTRUKCIE PO POŽIARI

Iyad Abrahoim¹

Július Boček²

Peter Ondruš³

Abstrakt

Návrh sanácie bol spracovaný ako súčasť statického posudku, ku ktorého vypracovaniu bola prizvaná firma Boček, s.r.o. Požiarom bolo postihnuté 11. poschodie panelového bytového domu typu T-06B. Návrh sanácie sa zameriaval na zosilnenie stenového panelu, vyspravenie trhlín v nosných prvkoch a ošetrovanie odhalenej výstuže.

1. Popis objektu

Predmetný objekt je typový panelový dom sústavy T-06B. Dom má 13 nadzemných a 1 podzemné podlažie, ktoré je čiastočne zapustené pod terénom. Nachádza sa v Bratislave, na Jurkovičovej ulici, v mestskej časti Rača.



Obrázok 1: Pohľad na budovu z Jurkovičovej ulice

¹ Ing., PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: (+421)903718550, e-mail: iyad.abrahoim@stuba.sk

² Ing., Boček, s. r. o., Plavisko 37, 034 01 Ružomberok, tel.: (+421)948535477, e-mail: office@bocepartners.com

³ Ing., Boček, s. r. o., č.d. 95, 972 21 Nitrianske Sučany, tel.: (+421)904958696, e-mail: peter.ondrus@bocepartners.com

Konštrukčný systém objektu je stenový obojsmerný, tvorený železobetónovými, slabo vystuženými panelmi hrúbky 140 mm (nosné steny), 150 mm (štítové steny) a 120mm (stropy). Výška objektu je cca. 40 m nad úrovňou terénu. Objekt bol postavený v 70-tych rokoch 20. storočia.

2. Diagnostika stavu a porúch konštrukcie

Cieľom diagnostických prác bolo získanie podkladov pre posúdenie stavebno-technického stavu a návrh zosilnenia konštrukcie, konkrétne stenového panelu na 11.poschodí medzi miestnosťou postihnutou požiarom v byte č. 48 a bytom č. 47.

Na zistenie skutkového stavu z hľadiska technickej uskutočniteľnosti rekonštrukcie predmetných konštrukcií sa použili diagnostické metódy, ktoré možno rozdeliť do týchto hlavných skupín:

- podrobná vizuálna prehliadka,
- skúšobné metódy na stanovenie fyzikálnych vlastností betónu.

Vizuálna obhliadka zahŕňala zistenie výskytu a šírky trhlin v železobetónových paneloch. V rámci skúšobných metód bol použitý Schmidtov tvrdomer na zistenie pevnosti betónu.

Vizuálna prehliadka odhalila viditeľné poruchy na nosných konštrukciách. Prehliadka bola vykonaná priamo z podlahy, nakoľko je konštrukcia zväčša prístupná. Hlavné viditeľné poruchy boli odфотографované. Počas prehliadky bol za účelom zistenia pevnosti betónu nedeštruktívnou metódou použitý Schmidtov tvrdomer typu N (normal).

Meranie tvrdosti betónu v danej meracej oblasti sa vykonalo celkovo na piatich miestach v rámci miestnosti bytu č. 48, priamo zasiahnutej požiarom. Boli merané 4 miesta na stenových paneloch a 1 miesto na stropnom paneli nad 11.poschodím. Miesto skúšania bolo vopred upravené brúsením. Hodnotenie pevnosti betónu v tlaku bolo vypracované podľa STN EN 13791. Trieda pevnosti betónu v tlaku zistená nedeštruktívne je **C25/30**. V každom meracom mieste sa vykonalo 6 meraní (odrazov), z ktorých sa vypočítala priemerná hodnota. Na stanovenie informatívnej pevnosti sa použil upravený všeobecný kalibračný vzťah podľa STN 73 1373 pre odraz tvrdomera vo vodorovnom a zvislom smere.

3. Vlastnosti, stav a poruchy nosnej konštrukcie

Stropné a stenové panely nosnej konštrukcie na 11. poschodí vykazovali známky poškodenia trhlinami, v dôsledku objemových zmien materiálu panelov, spôsobených teplom z požiaru. Tieto vo väčšine prípadov nepresahovali šírku niekoľkých desiatín milimetra, alebo sa koncentrovali v mieste vodorovných a zvislých stykov panelov (čo sa dá považovať za prirodzené správanie tohto typu

nosnej konštrukcie) a tým pádom nepredstavujú výraznejšie riziko pre nosnú konštrukciu. Avšak trhliny v stenovom paneli medzi bytmi č. 48 a č. 47 (pozri obrázok) nasvedčovali, že tento panel je výrazne poškodený, preto sme navrhli jeho dodatočné zosilnenie.

Na niektorých paneloch sa nachádzali poruchy spôsobené nedôslednosťou pri samotnej výrobe panelov (odhalená výstuž, štrkové hniezda). Tieto nedostatky priamo nesúviseli z požiarom a nemajú vplyv na únosnosť konštrukcie ako takej. Odporučili sme ich však v priebehu rekonštrukcie taktiež odstrániť, aby sa zabránilo korózii a následnému zmenšeniu priemeru prútov výstuže.



Obrázok 2: Šikmá trhlina v stene na 11. poschodí zo strany bytu č.48



Obrázok 3: Pohľad na trhlinu v stene na 11. poschodí zo strany bytu č. 47



Obrázok 4: Rozdrvený betón v stene na 11. poschodí zo strany bytu č. 47



Obrázok 5: Odhalená výstuž v ostení a nadpraží dverného otvoru bytu č. 48 na 11. poschodí

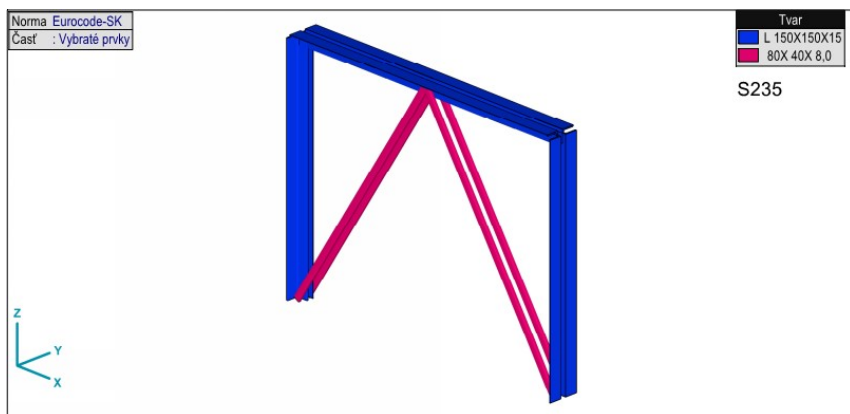


Obrázok 6: Odhalený styk stenových panelov na 12. poschodí

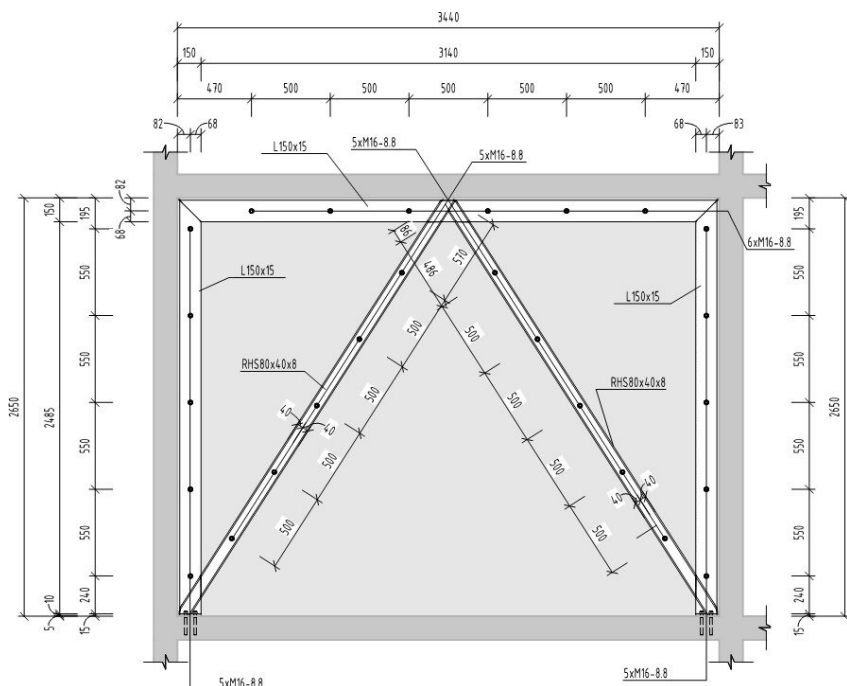
4. Sanácia poškodenej konštrukcie

Sanácia poškodenej konštrukcie spočívala vo vyspravení zistených nedostatkov (trhliny v paneloch, odhalená výstuž a štrkové hniezda) a v podchytení stropnej konštrukcie podopieranej popraskaným stenovým panelom pomocou ocelového rámu. Týmto sa dosiahne zvedenie zaťaženia cez ocelový rám do nižšie ležiacej steny a ďalej až do základov a odľahčenie poškodeného stenového panelu.

Na zosilnenie panelu bol navrhnutý ocelový rám tvorený profilmi L 150x150x15 (stĺpy + priečnik) a RHS 80x40x8 (vzpery) osadený z oboch strán stenového panelu. Materiál rámu je oceľ triedy S235. Rozoprie sa pomocou klinov medzi podlahu a strop a oba rámy sa dohromady spriahnú cez panel pomocou závitových tyčí M16, osadených od seba maximálne 600 mm. Medzery medzi ocelovým rámom a existujúcou konštrukciou sa po osadení rámu vyplnia vysokopevnostnou expandujúcou maltou.



Obrázok 7: Výpočtový MKP model ocelového rámu.



Obrázok 8: Časť výkresu ocelového rámu – pohľad na rám

5. Záver

Príspevok v krátkosti prezentuje návrh sanácie nosnej konštrukcie 11. poschodia panelového domu zasiahnutého požiarom. Sanácia konštrukcie spočívala vo vyspravení trhlín a štrkových hniezd v nosných konštrukciách a doplnení krycej vrstvy betónu v mieste odhalenej výstuže. Súčasťou opatrení bol tiež návrh ocelového rámu na zosilnenie najviac poškodeného stenového panelu.

Literatúra

- [1] Harvan, I.: Analýza nosných sústav panelových budov. Slovenská komora stavebných inžinierov, Bratislava 2008.
- [2] STN EN 1993-1-1 : *Navrhovanie ocelových konštrukcií*. Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy. Bratislava, 2006.
- [3] Boček & Partners (Boček, s. r. o.), ateliér Bratislava, Ružomberok: DSP, RD- statika

Sekcia 5

Zosilňovanie betónových a murovaných konštrukcií

Odborní garanti a recenzenti sekcie:

doc. Ing. Katarína Gajdošová, PhD., Stavebná fakulta STU Bratislava

doc. Ing. Martin Moravčík, PhD., Stavebná fakulta ŽU Žilina

Ing. Róbert Sonnenschein, PhD., Stavebná fakulta STU Bratislava

prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc., Fakulta stavební VUT Brno

SANÁCIE A ZOSILŇOVANIE MUROVANÝCH MOSTOV

Patrik Kotula¹

Abstrakt

Príspevok je zameraný na problematiku sanácií a zosilňovania murovaných mostov z kameňa a tehly. Uvádza prehľad vybraných existujúcich mostov tohto typu v železničnej a cestnej sieti na území Slovenskej republiky. Predkladá aktuálne trendy v metódach výpočtu únosnosti klenby a možnosti jej zosilnenia.

1. Úvod

Na území Slovenskej republiky sa ku koncu roku 2018 nachádza v rámci pozemných komunikácií 8050 mostov a v sieti ŽSR 2301 mostov. Jednou spoločnou skupinou sú aj tzv. masívne mosty, kde okrem betónu, bol použitý ako stavebný materiál pálené a kamenné murovacie prvky.

Podľa údajov z cestnej databanky, na cestách I. až III. triedy máme 202 kamenných mostov a 27 tehlových mostov. U niektorých z nich vek prekračuje 100 rokov (napr.: trojklenbový kamenno-tehlový most v Kráľovej pri Senci, ktorý pôsobí ako baroková stavba z 18. storočia, turecký most v Poltári zo 16. storočia, trojklenbový tehlový most z druhej polovice 17. storočia v Leopoldove, ktorý aktuálne vykazuje nadmernú deformáciu klenby a výraznú degradáciu použitých murovacích prvkov, zvetrávanie a vypadávanie malty,...) a časť z nich sú zaradené ako národné kultúrne pamiatky.

Na tratiach ŽSR spravidla rozlišujeme medzi ocelovými mostami, ktoré tvoria približne 22% z celkového počtu mostov aj veľkú skupinu masívnych mostov 78%, do ktorých zaraďujeme aj tehlové a kamenné mosty. Mostov, ktorých vek prekračuje 100 rokov je 407, medzi nimi nájdeme mosty aj z roku 1848 – jedná sa o najstaršie mosty na Slovensku, ktoré boli realizované pri výstavbe centrálnej uhorskej železnice v rokoch 1840–1850. Medzi najvýznamnejšie mosty tohto typu zaraďujeme: Hanušovský viadukt, Chramočský viadukt, Telgártsky viadukt, Marcheggský viadukt.

Za ostatných 18 rokov zo zverejnených prehľadov aktuálneho stavu mostov na pozemných komunikáciách konštatujeme až 42% nárast zatriedenia mostov do stupňa 5 – zlý a 84% nárast zatriedenia mostov do stupňa 6 – veľmi zlý. Medzi túto skupinu spadajú aj masívne mosty, ktorým treba venovať patričnú pozornosť.

¹ Ing., PhD., Žilinská univerzita v Žiline, Stavebná fakulta, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina

2. Klenbové mosty na ŽSR

V tab. 1 je uvádzaný počet vybraných kamenných, betónových a tehlových klenbových mostov na tratiach ŽSR, spracovaných podľa [1], [2] a internetových stránok www.vlaky.net.

Tab. 1 Prehľad vybraných kamenných a klenbových mostov na ŽSR

Kamenné klenbové mosty	41
Tehlové klenbové mosty	35
Betónové klenbové mosty	38

Výber materiálu nosnej konštrukcie mosta, teda v drvivej väčšine jednopoložovej klenbovej konštrukcie bol podmienený dostupnosťou miestnych zdrojov a dobe výstavby tratí. Prvé železničné trate na území Slovenska, ktoré sa budovali v rokoch 1844-1850 (Centrálna uhorská železnica) preferovali tehlu. Uhorsko-Haličská železnica (1860-1873) a Uhorská severná železnica (1864-1873) zase používal na klenby kameň. Na Košicko-Buhumínskej železnici v úsekoch, ktoré boli realizované v 50-tich rokoch minulého storočia sa nachádzajú klenbové mosty z prostého alebo výstuženého betónu.

V súčasnej dobe (2019) máme v prevádzke jak pôvodné, tak rekonštruované a zosilňované mosty, ktorých rozsah vyplynul z porúch alebo z aktuálnej potreby rozšírenia z jednokolažovej na dvojkoľajovú sústavu, resp. v rámci modernizácie tratí ŽSR na vyššiu traťovú rýchlosť 160 kmh⁻¹.



a) Slovenslá strana – tehlové klenby



b) Prvé pole – provizorium

Obr. 1 Merceggský viadukt

2. Klenbové mosty na vybraných komunikáciách Žilinského kraja

Na komunikáciách v Žilinskom samosprávnom kraji sa nachádza niekoľko klenbových kamenných a tehlových mostov. Aktuálny stav týchto stavebných objektov si vyžaduje zvýšenú pozornosť, nakoľko viaceré z mostov sú zatriedené podľa [3] do kategórie V. Zlý a VI. Veľmi zlý a v dohľadnej dobe bude u niektorých z nich realizovaná rekonštrukcia, ostatné vyplnú z dostupnosti finančných zdrojov.



a) Kamenný most v Krásne nad Kysucou



b) Kamenný most v Kline (rekonštrukcia)

Obr. 2 Vybrané kamenné mosty v Žilinskom samosprávnom kraji

3. Poruchy kamenných a tehlových klenbových mostov

Z hľadiska porúch u masívnych mostoch, kde hlavným nosným prvkom je murovaná klenba, pozorujeme najmä pretvorenie tvaru klenby pri premiestňovaní tlakovej čiary s tendenciou vytvárania kĺbov, roztváranie maltových škár a vypadávanie zvetranej, zdegradovanej malty.

Ďalej z väčšej časti je to negatívny vplyv poveternostných podmienok vedúci k narušeniu spodnej stavby vegetáciou, porušeniu hydroizolácie, tvorbe výkvetov, kvapľov.



a) Trhlina v murovanej klenbe



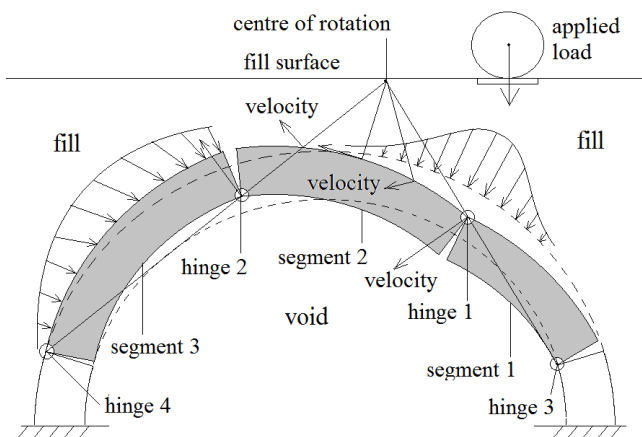
b) Trhliny v kamennej klenbe

Obr. 3 Poruchy klenbových mostov

4. Analýza klenbových mostov

Správanie sa klenbovej konštrukcie pri zaťažení je značne ovplyvnená jednak tvarom konštrukcie, kedy dominantným namáhaním je kombinácia tlaku a ohybu, a jednak použitím materiálom. Murivo neumožňuje prenos ťahových a v nadväznosti na pôsobiace zaťaženie tak dochádza k zmenám tuhosti konštrukcie a k priebehu tlakovej čiary v konštrukcii. Táto skutočnosť zásadne ovplyvňuje správanie sa prierezu pri zaťažení a vo svojom dôsledku aj správanie sa konštrukcie ako celku.

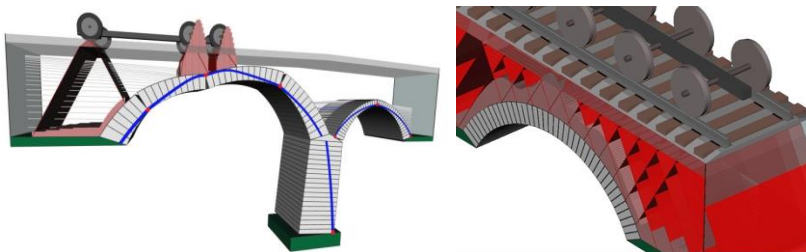
Vplyvom uvažovanej nulovej ťahovej pevnosti sú ťahané oblasti prierezu vylúčené, čím sa menia vlastnosti priečného rezu (plocha, tuhosť,...) a aj celej konštrukcie. Vplyvom zmeny tvaru pôsobiaceho prierezu sa v závislosti na zaťažení mení priebeh strednice klenby.



Obr. 4 Typické štvor-kĺbové otočné zlyhanie murovaného oblúkového mosta [6]

Prenos iných, než osových tlakových síl je možný iba za predpokladu súčasného pôsobenia tlakovej sily. Momenty v konštrukcii sú prenášané vďaka excentricite normálovej sily (mimostredný tlak). Šmykové sily sú prenášané vďaka treniu v tlačenej oblasti prierezu.

Tlaková čiara v klenbe je grafickým vyjadrením pôsobenia a správania sa konštrukcie, kedy je v konštrukcii klenby vynesená spojnice miesta výsledných tlakových síl v jednotlivých prierezoch. Z princípu správania sa murovanej konštrukcie je zrejmé, že pokiaľ tlaková čiara vystúpi z konštrukcie, nastane jej zlyhanie (obr. 4). Tejto skutočnosti sa využíva aj pri posudzovaní konštrukcie a grafické znázornenie tlakovej čiary je implementované aj v programe LimitState RING [7]. Tvar tlakovej čiary sa mení s pôsobiacim zaťažením a charakteristikami prierezu konštrukcie. Stanovenie jeho priebehu je nelineárnou úlohou vyžadujúcou iteračný výpočet.



Obr. 5 Ukážky výstupov z analýzy v programe LimitState RING [7]

5. Sanácia klenieb

V súčasnej dobe máme k dispozícii viacero sofistikovaných metód na zosilňovanie murovaných klenieb. Ako niektoré používané riešenia môžeme uviesť:

- **Klinovanie** – v minulosti sa používali oceľové klíny. V súčasnej dobe sa robí injektáž. Výhodou je, že nastane obnova pôvodnej funkcie klenby.
- **Stabilizácia podpier** – robí sa vtedy, ak nastalo posunutie podpier klenby.
- **Torkrétovanie rubovej alebo lícovej plochy** – u mostov najčastejšie zosilnenie lícovej plochy klenby v kombinácii s injektážou.
- **Dodatočné vkladanie výstuže do drážok** – často sa používa tzv. helikálna výstuž alebo nekovová výstuž na báze vláknami vystužených plastov.
- **Externé lepenie lamiel alebo tkanín** – používajú sa lamely alebo tkaniny z uhlíkových alebo sklenených vlákien.

V rámci zefektívnenia účinku prídavnej nekovovej výstuže sa hľadajú nové aplikácie na báze tkaných rohoží. Jednou z možností je tzv. PBO-FRCM zosilňujúca rohož na báze sklenených vlákien [8].



Obr. 6 Aplikácia PBO-FRCM na železničnom moste

6. Záver

Príspevok bol vypracovaný so zámerom autora zorientovať sa v problematike kamenných a tehlových klenbových mostov, ich množstve a stave na území Slovenskej republiky v rámci siete pozemných komunikácií a na tratiach ŽSR. V ďalšom kroku bude vytýpaná reprezentatívna vzorka zástupcov mostov z kameňa, tehly a prostého betónu so zámerom stanovenia ich zaťažiteľnosti. Na analýzu budú vytvorené výpočtové modely v programe LimitState Ring a v ATENE.

Pod'akovanie

Tento príspevok vznikol za finančnej podpory Grantovej agentúry VEGA SR v rámci riešenia úlohy 1/0045/19.

Touto cestou sa chcem poďakovať Ing. Ondrejovi Krídlovi z oddelenie diagnostiky mostov ŽSR, a Ing. Kataríne Kotkovej zo Správy ciest Žilinského samosprávneho kraja za poskytnutie podkladov a prístupu k vybraným mostným objektom.

Literatúra

- [1] HLAVATÝ, R. – HUSÁK, J. A kol.: Železničné mosty na Slovensku I, ŽSR 2013
- [2] PAULÍK, P.: Mosty na území Slovenska, JAGA, Bratislava 2012
- [3] TP 08/2012: Prehliadky, údržba a opravy cestných komunikácií. Mosty, MDV a RR SR, Sekcia cestnej dopravy a pozemných komunikácií. Účinnosť 12/12.
- [4] TP 02/2016: Zaťažiteľnosť cestných mostov a lávok, MD a RR a SR, Sekcia cestnej dopravy a pozemných komunikácií, Účinnosť 05/16.
- [5] VIČAN, J, a kol.: Určovanie zaťažiteľnosti železničných mostných objektov, ŽUŽ, SvF, KSKM, Žilina, 2015
- [6] AHMAD, S. H. S.: Static Analysis of Masonry Arches, Thesis, Science and Technology University of Salford, Salford, UK, 2017
- [7] LimitState RING: www.limitstate.com
- [8] DAMBRISI, A. – FOCCACI, F. – CAPORALE, A.: Strengthening of masonry-unreinforced concrete railway bridges with PBO-FRCM Material, Composite Structures 102, Elsevier 2012, p. 193-204

ZOSILNENIE MUROVANÝCH PRVKOV NOSNEJ KONŠTRUKCIE BUDOVY

Sergej Priganc¹

Abstrakt

V príspevku sú analyzované a prezentované poznatky sanácie z jednej konkrétnej budovy. Poukazuje sa na požiadavky a zmeny už v realizovanom projekte, ktoré sa robia aj v procese sanácie konkrétnej budovy. V článku sa tiež poukazuje na ľudský faktor, ktorý nie vždy plnohodnotne korešponduje s požiadavkami vyplývajúceho z technického riešenia návrhu sanácie.

Úvod

Murované konštrukcie majú bohatú minulosť a majú svoje nezastupiteľné miesto pri výstavbe všetkých druhov stavieb. Mnohé z nich sa dochovali až dodnes a môžeme ich obdivovať a s úctou hovoriť o ich významnej spoľahlivosti, použiteľnosti a trvanlivosti. Je to naše kultúrne dedičstvo, o ktoré sa musíme starať, a ktoré je potrebné zachovať pre ďalšie generácie. Účelom príspevku je poukázať na niektoré aspekty, ktoré môžu nastať pri sanácii takýchto budov. Nie vždy a všetky technické riešenia a sanačné procesy sú urobené tak, aby plne korešpondovali so spokojnosťou projektanta, realizátora a nakoniec objednávateľa, nehovoriac užívateľa. Príklad uvedený v tomto článku je zameraný na sanáciu pamiatkovo chránenú budovu, ktorej premena na modernú administratívnu budovu bola náročná, ale i poučná.

Predmet

Ide o budovu, ktorá má tri nadzemné a jedno podzemné podlažie. Budova je lokalizovaná do zastavenej časti mesta, jej nosný systém tvoria murované steny a piliere a murované klenby. Stropy miestnosti sú z I nosníkov do ktorých sú vymurované s miernym vzopätím klenby. Konštrukciu krovu je stojatá stolica. Suterénne muriva sú kameňa miestami prekladané tehľami, resp. sú zmiešané tehla a kameň. Stropy nad suterénom sú klenbové podporeté murovanými stenami a piliermi, lokálne sú z oceľových I nosníkov do ktorých sú vymurované klenby. Dokumentácia danej budovy bola iba symbolická, preto bolo nutné najprv zamerať skutkový stav budovy, vykonať predbežný prieskum konštrukcie a následne podrobnú diagnostiku.

Diagnostika a návrh spôsobu sanácie

Diagnostika budovy a priláhlých budov sa uskutočnila po etapách, nakoľko išlo o rozsiahly komplex budov. V jednej z nich, ktorá je predmetom analýzy boli

¹ doc. Ing., CSc., Stavebná fakulta TU v Košiciach, Vysokoškolská 4, 042 00 Košice

požadované významné zmeny v dispozícii priestorov na prízemí, kde sa mali vytvoriť nové a nadštandardne veľké vstupné vnútorné priestory a vytvoriť ďalšie vnútorné priestory určené na zhromažďovanie osôb. Práve v tejto oblasti bolo nutné odstrániť na prízemí niekoľko priečných nosných stien, ktoré prebiehali po celej výške trojpodlažnej budovy. Požiadavky na obvodové steny neboli takmer žiadne. Mal sa ponechať ich pôvodný vzhľad, tvar a rozmery stien a pilierov. Vo vnútorných stenách na prízemí sa riešili nové nadštandardne veľké dverné otvory.

Už z vizuálnej prehliadky (na základe poznatkov z [1 až 4]) vyplynulo, že nosná konštrukcia je v suterénnych priestoroch zavlhnutá a výrazne aj na prízemí budovy a zavlhnuté boli aj schodiská. Nedostatky boli viditeľné na odkrytých častiach ocelových nosných prvkoch, kde bolo vidieť ich pokročilú koróziu. Na drevenom krove boli viditeľné poškodenia v dôsledku hniloby a plesni.

Podrobná diagnostika nosnej konštrukcie potvrdila naše obavy a odkryla celý rad nedostatkov, ako napr. stropné nosníky mali významné úbytky hrúbky stien a prírub v dôsledku pokročilej korózie. Ich korozívne úbytky boli významné, ale neskoršie prepočty ukázali, že nakoniec ocelové valcované I nosníky nebolo nutné zosilňovať.

Diagnostikou bolo zistené, že základom nosného usporiadania budovy boli obvodové nosné steny a pozdĺžna vnútorná nosná stena, na ktoré sú ukladané valcované I profily tzv. „pruských“ klenieb.



Obr. 1 Zavlhnuté muriva a korodujúce ocelové I nosníky v budove na prízemí

V pozdĺžnych nosných stenách boli diagnostikované šikmo ustupujúce komínové prieduchy, ktoré výrazným spôsobom ovplyvňovali únosnosť týchto stien. Uvedené komínové prieduchy boli čiastočne priedušné a čiastočne zahádzané rôznym odpadom. Nebolo možné tieto komínové prieduchy zosilniť napr. vyplnením betónovou zmesou, ktorá by po zatvrdnutí vytvorila kvázi betónové zvislé a šikmé stĺpiky.

V procese diagnostiky krovu, boli zistené plesne na viacerých konštrukčných prvkoch krovu. V miestach, kde bola poškodená krytina dokonca boli jednotlivé prvky krovu zasiahnuté aj hnilobou. Krov mal viaceré poškodené krokvy, vážne trámy, pomurnice a niektoré ďalšie prvky. Dokonca v jednej pôdorysnej časti krovu bol zistený havarijný stav. Všetky prvky boli prehnité a zázrakom krov držal ešte pohromade. Latovanie, krokvy a ostatné nosné prvky boli úplne prehnité. Hrozilo zrútenie konštrukcie krovu.

U ostatných konštrukčných prvkov už počas podrobnej diagnostiky bolo zjavné, že tieto konštrukčné prvky sú na hranici svojej životnosti. Bolo ich nevyhnuté opraviť, resp. nahradiť novými prvkami krovu. Niektoré spoje krovu boli poškodené a bolo ich nutné zosilniť.

Na zosilnenie krovu boli použité viaceré osvedčené spôsoby, ktoré záviseli od poškodenia spoja, spôsobu namáhania, prístupnosti pri oprave spoja a iných skutočnosti. Na zosilnenie boli použité drevené, ale i oceľové prvky.



Obr. 2 Dokumentovanie havarijného stavu časti krovu

Diagnostika murovaných konštrukcií potvrdila poznatky z vizuálnej obhliadky. Najviac boli zavlhnuté muriva v suterénnych priestoroch a príľahlých schodiskách. Na jednotlivých podlažiach mimo suterénu boli muriva suché a nevykazovali významné poškodenia.

Kvalitu muriva sme overovali experimentálne. Najprv na odobratých vzorkách (tehly a malty), potom na vyrezanej časti muriva z murovanej konštrukcie. Treba podotknúť, že murovacie prvky – tehly neboli pravdepodobne od jedného výrobcu, ale boli aj tehly s podstatne horšími pevnostnými vlastnosťami.

Technické riešenie a sanačné procesy

Základom nosného usporiadania budovy boli obvodové nosné steny a pozdĺžna vnútorná nosná stena, na ktoré sú ukladané valcované I profily tzv. „pruských“ klenieb. V ramenách bol konštrukčný systém zmenený, predovšetkým kvôli nosnému systému schodísk. Schodiská boli klenbové. Klenby schodísk boli opreté v strede o jeden stredný nosný múr a na bokoch o dva nosné múry.

Súčasťou nosného systému klenieb boli nosné steny, ktoré podpierali klenbu a spolupôsobili pri prenose časti vodorovnej sily. Pôvodný klenbový strop na

prízemí zachytával vodorovné sily od klenbového účinku v susedných miestnostiach. Preto počas búracích prác sa dočasne vytvorilo rozopretie murív pod novovytvoreným schodiskom a stropom drevenými hranolmi.

Odstránenie priečnych nosných stien na prízemí a podľa viackrát modifikovaného dispozičného riešenia budovy, boli menené rozmery už aj tak oslabených nosných pozdĺžnych stien na prízemí budovy, bolo nutné opakovane zohľadňovať v novom návrhu sanácie.

Tieto zásahy do nosnej konštrukcie budovy formou odstránenia priečnych nosných stien a tiež zistené redukované rozmery oslabených pozdĺžnych stien v ktorých boli šikmo ustupujúce komínové prieduchy priamo i nepriamo ovplyvnili nosné i nenosné prvky celej budovy.

Návrh na vyplnenie komínových prieduchov betónom nebol prijatý. Aj preto vytvorenie nových otvorených priestorov na prízemí budovy viedlo k návrhu podchytenia ponechaných priečnych a pozdĺžnych stien na 2. až 3 poschodí pomocou oceľových zvaraných valcovaných U profilov – obr. 3.



Obr. 3 Podchytávanie priečnych stien zvaranými valcovanými U profilmi

Opakované a meniace sa požiadavky na zhromažďovacie priestory, nakoniec ovplyvnila výber spôsobu zosilnenia novovytvorených stien pilierov a stien.

Zvýšená koncentrácia namáhania v jednotlivých novovytvorených pilieroch ako zostatkov pôvodných pozdĺžnych nosných stien viedla ku klasickému návrhu zosilnenia pomocou oceľových zvaraných L profilov a pásikov. Oceľové L profily sa osadili do cementovej malty, pásiky boli nahriaté a potom privarené – obr. 4.

Zhodnotenie rozsiahlej prestavby budovy s veľkým počtom zásahov do nosných prvkov budovy viedlo ku komplexnému posúdeniu celej budovy. Po niekoľkých rokoch od užívania budovy bola urobená jej obhliadka s konštatovaním, že budova plnohodnotne plní svoj účel.



Obr. 4 Zosilnenie novovytvorených pilierov pomocou L profilov a pásikov

Záver

Sanácie murovaných konštrukcií predstavujú určitým spôsobom výzvu na preukázanie spôsobilosti v danej oblasti, než je to pri návrhu novej konštrukcie. V prípadoch, ak ide o zložitejšie a náročnejšie konštrukcie niekedy už počas diagnostiky môžu nastať aj situácie, ktoré neočakávame, ba dokonca aj prekvapenia, ktoré môžu významne ovplyvniť celkový návrh sanácie, ale aj dobu realizácie sanačných opatrení. Aj v tomto prípade, keď sa dobre mienený a odsúhlasený zámer sa nakoniec po sanácii nerealizoval, ale sa prijme pôvodné riešenie. Tak isto aj nie každé dobre riešenie musí byť úplne a správne pochopené, a teda aj správne zrealizované.

LITERATÚRA

- [1] Priganc, S.: Rozvoj a uplatňovanie murovaných konštrukcií. In: Úvod do stavebného inžinierstva. - Košice : TU, SvF, 2003 S. 169-185, [1,92 AH]. - ISBN 8070999497.
- [2] Priganc, S., Bahleda, F.: Zosilňovanie betónových prvkov a konštrukcií..
- [3] Priganc, S., Fecko, L.: Zisťovanie statických vlastností betónových nosných prvkov skúškami - 1. vyd - Košice : TU, SvF - 2012. - 173 s.. - ISBN 978-80-553-1263-7.
- [4] Priganc, S., Terpáková, E.: Diagnostika prvkov betónových konštrukcií. 1. vyd - Košice : TU, SvF, - 2003. - 120 s. - ISBN 80-7099-937-3.

POĎAKOVANIE

Tento článok bol podporený vedeckou grantovou agentúrou Ministerstva školstva, vedy, výskumu a športu Slovenskej republiky a Slovenskej akadémie vied projektom VEGA 1/0661/16 Správanie sa nosných prvkov z obyčajného a ľahkého betónu ovplyvnených teplotou.

ZOSILNENIE ŽELEZOBETÓNOVEJ STROPNEJ DOSKY A STĽPA CFRP

Róbert Sonnenschein¹

Abstrakt

Predmetom príspevku sú dva prípady využitia CFRP pri zosilňovaní nosnej konštrukcie. Prvý prípad je ovinutie železobetónového stĺpa CFRP tkaninou a druhý je využitie CFRP lamiel na zvýšenie ohybovej odolnosti stropnej dosky po odstránení časti zvislej nosnej konštrukcie.

1. Úvod

Využitie nekovovej výstuže na zvýšenie únosnosti železobetónových konštrukcií je v súčasnosti často využívaný spôsob zosilnenie. Dodatočné zosilňovanie nosných konštrukcií externou lepenou výstužou FRP (Fibre Reinforced Polymers) patrí medzi moderné spôsoby zvyšovania odolnosti konštrukcií pri rekonštrukciách. Najvyšší účinok pri zosilnení má použitie materiálov na báze uhlíkových vlákien. Vysoký modul pružnosti (600 GPa) a vysoká pevnosť v ťahu (4 000 GPa) sú blízke pevnostným charakteristikám železobetónu, a preto sú veľmi vhodné na zosilňovanie práve týchto konštrukcií. Najčastejšie používané formy uhlíkových vlákien na zosilňovanie sú uhlíkové lamely a tkanina z uhlíkových vlákien. Uhlíkové lamely sú najčastejšie používané ako externe lepené na povrch stropnej dosky, prievlaku a pod. . Taktiež je ich možné použiť ako výstuž vlepovanú do drážok vytvorených v nosnej konštrukcii. Tkanina z uhlíkových vlákien je používaná najmä na zosilňovanie železobetónových stĺpov ovinutím. Rozsah využitia kompozitných materiálov v nosných konštrukciách je veľmi široký a voči tradičným metódam zosilňovania má veľa výhod.

Hlavné výhody zosilňovania kompozitnými materiálmi:

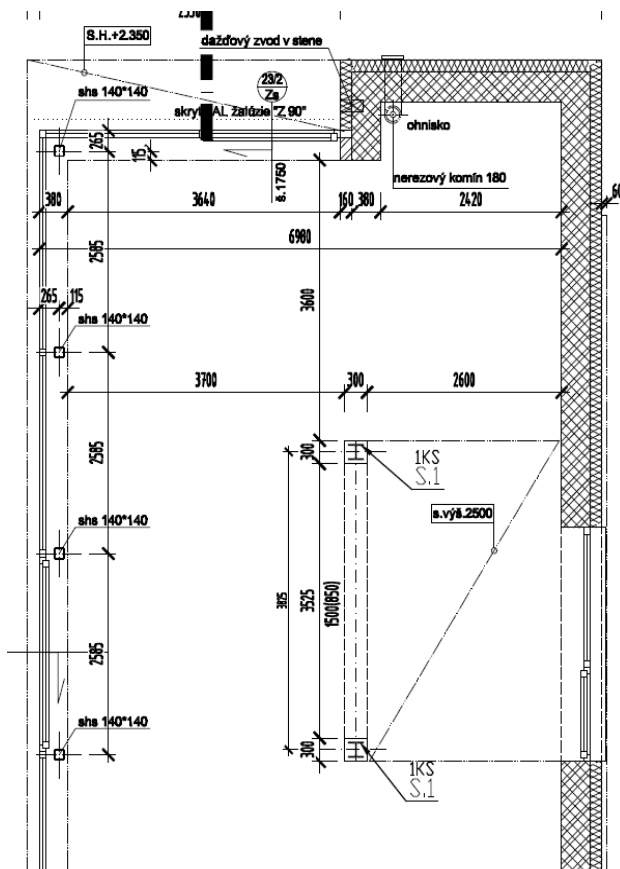
- vysoká pevnosť v ťahu,
- nízka hmotnosť,
- antikorózne vlastnosti,
- jednoduchá manipulácia a doprava,
- odolnosť voči blúdivým prúdom a magnetická neutralita.

¹ Ing., PhD., Katedra betónových konštrukcií a mostov SvF STU v Bratislave, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, email: robert.sonnenschen@stuba.sk, tel: +421 2 32 888 549

2. Zosilnenie stropnej konštrukcie

Prvým príkladom využitia CFRP k zosilneniu nosnej konštrukcie je použitie CFRP lamiel na zvýšenie ohybovej odolnosti stropnej dosky po odstránení zvislej nosnej konštrukcie.

Nosná konštrukcia rodinného domu bola tvorená murivom z keramických tvárnic a oceľových stĺpov po obvode a vo vnútri bola stropná doska podopieraná oceľovým rámom so stĺpmi a priečlou profilu HEB 200 na 1.NP. (Obr.1 a 2) Na 2.NP je v mieste oceľového rámu murovaná stena z keramických tvárnic hrúbky 175 mm. Stropná doska 1.NP je vystužená po celej ploche sieťovinou Ø8/8 150/150 mm a v kritických miestach doplnená prúťovou výstužou podľa statického výpočtu. Betón je STN EN 206-1 – C25/30 – XC1(SK) – Cl0,4 – Dmax16 – S3, oceľ prúťová B500 B a zváraná sieťovina B500 A.

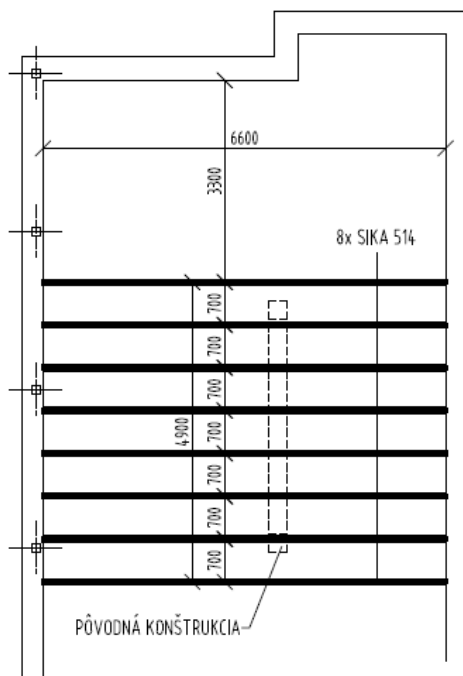


Obr. 1 Pôdorys 1.NP



Obr. 2 Ocelový rám 1.NP

Na základe požiadavky investora bola posúdená stropná doska po odstránení ocelej rámovej konštrukcie a navrhnuté potrebné zvýšenie odolnosti stropnej konštrukcie pomocou CFRP lamiel Sika CarboDur-30 M514. (Obr. 3)

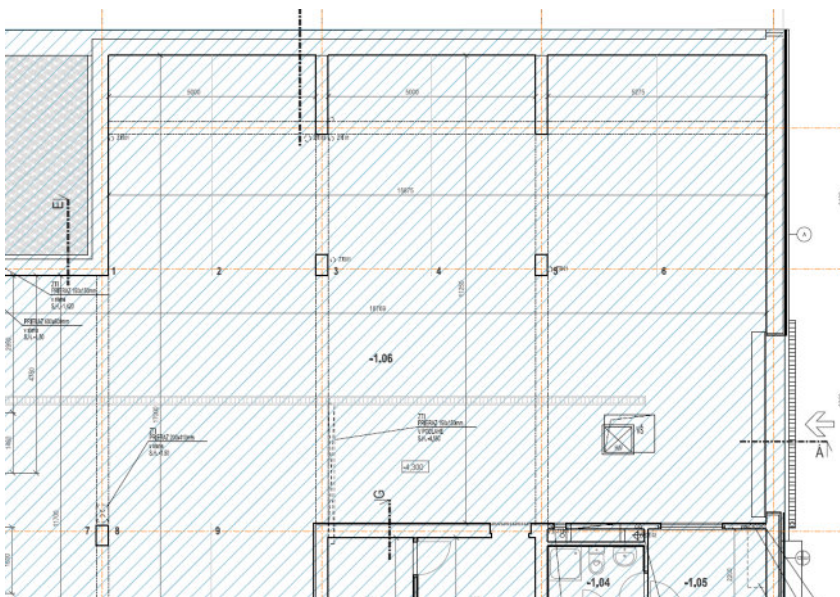


Obr. 3 Schéma zosilnenia pomocou CFRP lamiel

3. Zosilnenie železobetónového stĺpa

Druhým príkladom využitia CFRP materiálu je zosilnenie železobetónového stĺpa obdĺžnikového pôdorysu uvinutím CFRP tkaninou z dôvodu realizácie nadstavby.

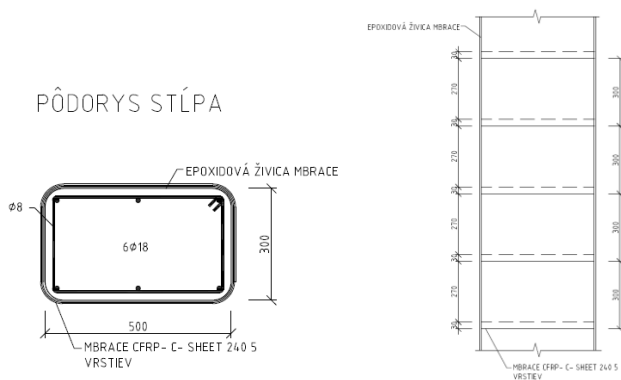
Pôvodný objekt garáže bol postavený v roku 2012, kedy sa pri projekte počítalo s II. etapou nadstavby jedného podlažia a jedného čiastočne ustúpeného podlažia nad garáže. Počas I. etapy bola zhotovená len samotná koštrukcia garáže tvorená monolitickými železobetónovými stenami hrúbky 300 a 400 mm, stĺpmi 300/500 mm a stropnou doskou hrúbky 200 a 300 mm. (Obr.4) Použitý bol betón na obvodové konštrukcie C25/30 a vnútorné nosné konštrukcie C20/25.



Obr. 4 Pôdorys garáže

V roku 2016 sa začalo s II. etapou výstavby, s tým, že nastala zmena v počte nadzemných podlaží. Bolo pridané ešte jedno podlažie. Po posúdení existujúcich konštrukcií bola zistená nedostatočná únosnosť železobetónových stĺpov z betónu C20/25, ktoré sú vystužené 6 ks prútovej výstuže 10425 (V) priemeru 18 mm a strmeňmi priemeru 8 mm vo vzdialenosti 100 mm v päte stĺpa a 200 mm v strede a hlave stĺpa. Železobetónové steny z hľadiska únosnosti vyhoveli na zvýšené zaťaženia a nebolo potrebné navrhovať ich zosilnenie.

Kvôli priestorovými možnosťam bolo navrhnuté zosilnenie pomocou CFRP tkaniny CFRP- C-SHETT 240 v piatich vrstvách. (Obr.5 a 6)



Obr. 5 Schéma zosilnenia stĺpa CFRP tkaninou



Obr. 6 Železobetónový stĺp po zosilnení

4. Pod'akovanie

Táto práca bola podporená Agentúrou na podporu výskumu a vývoja v rámci projektu APVV-15-0658 a Vedeckou grantovou agentúrou VEGA z projektu VEGA 1/0456/17.

VÝBER VHODNÉHO SPÔSOBU ZOSILNENIA LOKÁLNE PODOPRETEJ STROPNEJ DOSKY

Mária Bolešová¹
Katarína Gajdošová²

Abstrakt

Príspevok je zameraný na zvýšenie šmykovej odolnosti existujúcich lokálne podopretých stropných dosiek pomocou zväčšenia rozmerov stĺpa, zvýšenia hrúbky stropnej dosky a pomocou dodatočnej aplikácie šmykovej výstuže. Návrh zosilnenia existujúcej stavby by mal byť čo najúčinnnejší, najhospodárnejší a zároveň by mal reflektovať požiadavky spojené s existujúcou stavbou. Parametrická štúdia prezentovaná v tomto článku je zameraná na možnosti jednotlivých spôsobov zosilnenia a ich overenie podľa dostupných výpočtových postupov.

1. Úvod

V súčasnosti jedným z najpoužívanějších horizontálnych nosných systémov sú lokálne podopreté stropné dosky. Medzi architektmi a zhotoviteľmi sú veľmi obľúbené hlavne kvôli svojmu rovnému podhľadu, ktorý zabezpečuje jednoduchšie a rýchlejšie vyhotovenie konštrukcie, ale aj kvôli esteticky čistému vzhľadu. Negatívom tejto konštrukcie je vznik veľkých šmykových síl v blízkosti podpory (stĺpa, prípadne steny) a zvýšenie priehybu stropnej dosky. Často práve vysoké šmykové namáhanie má za následok zvýšenie hrúbky stropnej dosky, či pridanie šmykovej výstuže. Tak ako v nových, ale aj v existujúcich budovách, ktoré sú určené na rekonštrukciu a zmenu ich využitia, sa projektanti často stretávajú s nedostatočnou šmykovou odolnosťou stropnej dosky. Voľba vhodného a účinného spôsobu rekonštrukcie existujúcej konštrukcie je neľahkou úlohou. Je mnoho spôsobov, ktoré je možné použiť, ale nie každý je univerzálne vhodný pre každú stavbu.

Cieľom príspevku je overenie, ktorý typ zosilnenia lokálne podopretej stropnej dosky má najväčší vplyv na zvýšenie jej šmykovej odolnosti pri zohľadnení všetkých aspektov takéhoto zosilnenia. Vybrané boli nasledujúce spôsoby zosilnenia: zvýšenie hrúbky stropnej dosky, zväčšenie rozmerov stĺpa a zabudovanie dodatočnej šmykovej výstuže do stropnej dosky.

2. Numerická štúdia

Pri sledovaní účinnosti zosilnenia boli porovnané výsledky zo štyroch výpočtových postupov, a to podľa používaného a platného Eurokódu 2 (EC2) [1], upraveného výpočtového postupu vychádzajúceho z EC2 nazvaného „Uniform Design Method“

¹ Ing., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Radlinského 11, 810 05 Bratislava

² doc. Ing., PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Radlinského 11, 810 05 Bratislava

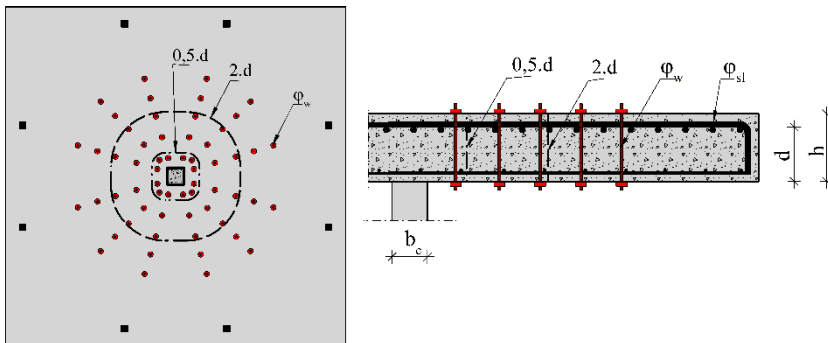
(UDM) [2], podľa fyzikálneho výpočtového postupu Model Code 2010 [3] [4] a poslednej verzie novej generácie Eurokódu 2 [5].

Šmyková odolnosť lokálne podopretých stropných dosiek so šmykovou výstužou $V_{Rm,cs}$ (1) pozostáva z dvoch častí, a to zo šmykovej odolnosti stropnej dosky bez šmykovej výstuže $V_{Rm,c}$, ktorá je ovplyvnená geometriou dosky a množstvom ohybovej výstuže, a šmykovou odolnosťou stropnej dosky od príspevku šmykovej výstuže $V_{Rm,s}$.

$$V_{Rm,cs} = V_{Rm,c} + V_{Rm,s} \quad (1)$$

Uvedená hodnota je ešte limitová maximálnou šmykovou odolnosťou v líci stĺpa $V_{Rm,max}$, a to pre numerické postupy EC2, UDM a poslednú generáciu EC2. Výpočtový postup Model Code 2010 neuvádza takúto odolnosť.

Vzdialenosť kontrolného obvodu pre výpočtový postup podľa EC2 bol uvažovaný vo vzdialenosti $2d$, kde d je účinná výška prierezu stropnej dosky. Vo výpočtových postupoch UDM, Model Code 2010 a poslednej generácii Eurokódu 2 je vzdialenosť kontrolného obvodu uvažovaná ako $0,5d$.



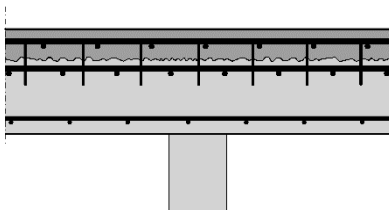
Obr. 1 Lokálne podopretá stropná doska so šmykovou výstužou a znázornenými kontrolnými obvodmi podľa rôznych výpočtových postupov: pôdorys (vľavo) a rez (vpravo)

3. Zosilnenie lokálne podopretej stropnej dosky na zvýšenie šmykovej odolnosti

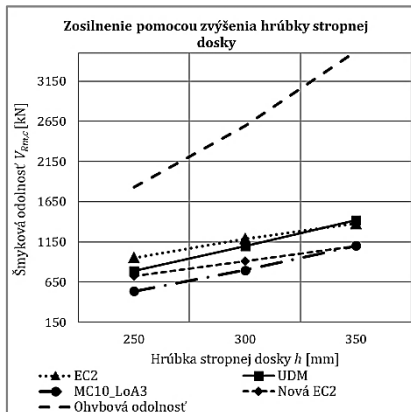
3.1 Zosilnenie pomocou zvýšenia hrúbky stropnej dosky

Typ zosilnenia lokálne podopretej stropnej dosky pomocou zvýšenia jej hrúbky je efektívny spôsob, ktorý spoľahlivo zabezpečí nárast šmykovej odolnosti ($V_{Rm,c}$ aj $V_{Rm,max}$). Negatívum tohto zosilnenia je hlavne v jeho pracovnom vyhotovení, kde je nutné najprv odstrániť podlahové vrstvy, zdrsníť horný povrch nosnej konštrukcie, zabezpečiť spolupôsobenie pôvodnej stropnej dosky s novou vrstvou „nadbetonávky“. Ide o veľmi zdĺhavý spôsob rekonštrukcie, ktorý nepriamo ovplyvňuje výšku otvorových konštrukcií v budove.

Zosilnenie stropnej dosky pomocou vytvorenia „nadbetonávky“ nemá odvodené vzťahy pre výpočet, a preto pre posúdenie bol zvolený zjednodušený spôsob, kde nie je uvažované z pôvodnou výstužou stropnej dosky. Na posúdenie šmykovej odolnosti dosky má teda vplyv len nová výstuž v „nadbetonávke“, pri ktorej sa predpokladá dokonalé zakotvenie.

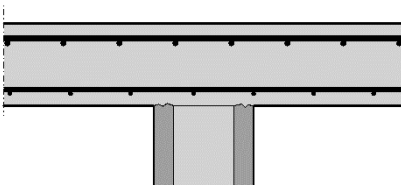


Obr. 2 Lokálne podopretá stropná doska zosilnená pomocou zvýšenia jej hrúbky

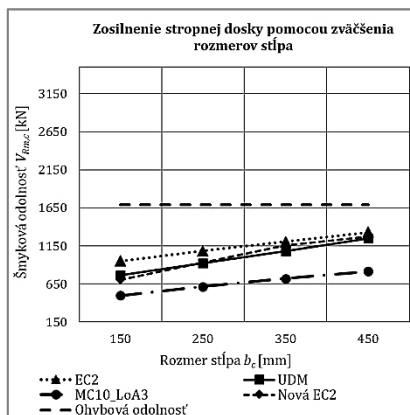


Obr. 3 Odolnosť lokálne podopretej stropnej dosky zosilnenej pomocou zvýšenia jej hrúbky, vypočítaná podľa vybraných výpočtových postupov

3.2 Zosilnenie stropnej dosky pomocou zväčšenia rozmerov stĺpa



Obr. 4 Lokálne podopretá stropná doska zosilnená pomocou zvýšenia jej hrúbky

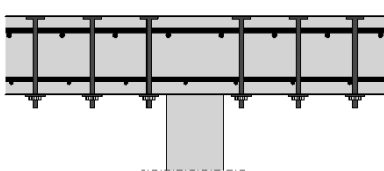


Obr. 5 Odolnosť lokálne podopretej stropnej dosky zosilnenej pomocou zväčšenia rozmerov stĺpa, vypočítaná podľa vybraných výpočtových postupov

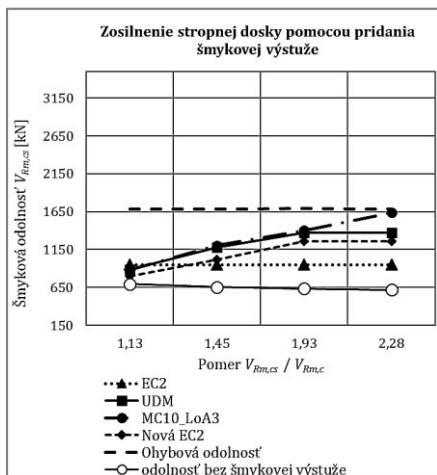
Rekonštrukcia stropnej dosky pomocou zväčšenia rozmerov stĺpa je vhodná metóda rekonštrukcie, ktorá nezvyšuje hmotnosť dosky a nemá výrazný vplyv na podlahové krytiny. Pri realizácii zväčšenia rozmerov stĺpa je pri samotnej betonáži problematická najmä oblasť tesne pod stropnou konštrukciou, čo môže spôsobiť nedostatočnú spolupôsobenie novej a pôvodnej konštrukcie stĺpa.

3.3 Zosilnenie stropnej dosky pomocou pridania šmykovej výstuže

Zvýšenie šmykovej odolnosti pomocou inštalácie dodatočnej šmykovej výstuže do stropnej dosky počas rekonštrukcie je často používaný spôsob zosilnenia. Inštalácia šmykovej výstuže neovplyvňuje ani tiaž konštrukcie a ani výrazne konštrukciu podlahy. Pri inštalácii šmykovej výstuže v podobe lepených kotiev nie je nutné ani odstraňovať vrstvy podlahy v mieste zosilňovania a pri jej inštalácii nie je nutné lokalizovať polohu ohybovej výstuže. Tomuto spôsobu zosilnenia bol venovaný experimentálny program Ing. Keseliho na katedre betónových konštrukcií a mostov SvF STU v Bratislave [6]. Často používaným typom výstuže sú okrem lepených kotiev aj svorníky, ktoré zaručujú dokonalé zakotvenie a možnosť úplného využitia ich ťahovej kapacity. Pri ich zabudovávaní je nutné lokálne odstrániť podlahu, podhľad a dať pozor, aby ohybová výstuž pri hornom povrchu nebola porušená pri vŕtaní otvorov. Použitie šmykovej výstuže vie spoľahlivo zabezpečiť zachytenie šmykových síl, no maximálna šmyková odolnosť v líci podpory $V_{Rm,max}$ nie je týmto spôsobom zosilnenia zvýšená a často sa stáva limitujúcim faktorom pre možnosť zvýšenia šmykovej odolnosti stropnej dosky, Obr. 7.



Obr. 6 Lokálne podopretá stropná doska zosilnená pomocou pridania šmykovej výstuže do dosky



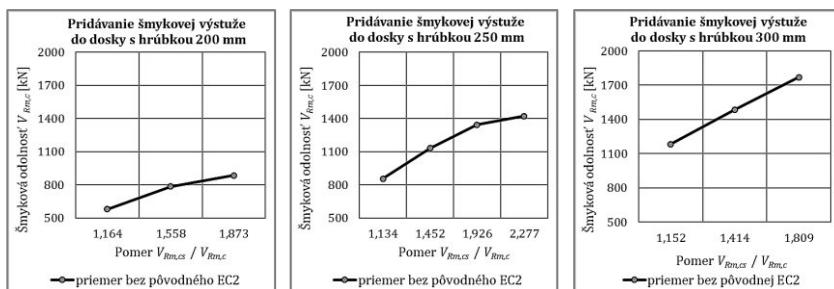
Obr. 7 Odolnosť lokálne podopretej stropnej dosky zosilnenej pomocou pridania dodatočnej šmykovej výstuže vypočítaná podľa vybraných výpočtových postupov

Z vyššie uvedených výsledkov je možné konštatovať, že na základe numerického vyčíslenia zvýšenia odolnosti jednotlivými spôsobmi zosilnenia je najvhodnejšie zvyšovanie hrúbky dosky, keď pri referenčnej doske hrúbky 250 mm zabezpečí zväčšenie hrúbky o 100 mm zvýšenie odolnosti v priemere o takmer 80%. Takéto zosilnenie je však podmienené úpravou svetlej výšky konštrukcie. Môže mať za následok požiadavku na úpravu nadpraží všetkých dverných otvorov v podlaží nad zosilňovanou doskou. Zo statického hľadiska je najproblematickejšie započítanie ocelevej výstuže, ktorá je pridaná do nadbetónávky a má spĺňať funkciu ťahanej výstuže, ktorá sa podieľa na prenose ohybových momentov v nadpodperovom priereze a prispieva k šmykovej odolnosti dosky. Táto výstuž musí byť dostatočne zakotvená a musí byť zabezpečené dostatočné spolupôsobenie novej vrstvy betónu s pôvodnou.

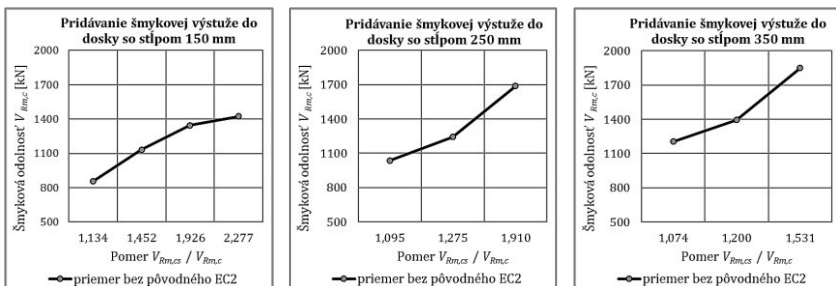
Menej efektívne zvyšuje šmykovú odolnosť zväčšenie rozmeru stĺpa. Prídanie 100 mm na každú stranu (t.j. zväčšenie pôdorysného rozmeru o 200 mm) zvýši šmykovú odolnosť v priemere o 50 %. V prípade započítania šmykovej výstuže rovnako v každej alternatíve sa celková šmyková odolnosť zvýši v priemere len o 25 %, pretože zväčšením kontrolného obvodu je rovnaké množstvo šmykovej výstuže menej účinné.

Ideálne je zvyšovanie šmykovej odolnosti dodatočne pridanou šmykovou výstužou. V tejto parametrickej štúdii je overovaná výstuž vo forme svorníkov. Numerická doska má hrúbku 250 mm a stĺp s hranou 150 mm. Pri zvolenom počte prútov šmykovej výstuže 12 a s priemerom výstuže 8 mm sa celková šmyková odolnosť zvýši o 23 % v porovnaní s odolnosťou dosky bez šmykovej výstuže. Zvýšením priemeru šmykovej výstuže na 12 mm s rovnakým počtom, teda 12 kusov, sa zvýši šmyková odolnosť o 70 %. Pri väčších priemeroch prútov šmykovej výstuže začína o odolnosti rozhodovať maximálna šmyková odolnosť v líci podpery (tlaková diagonála) a tým pádom pridávanie výstuže s väčším priemerom nemá opodstatnenie.

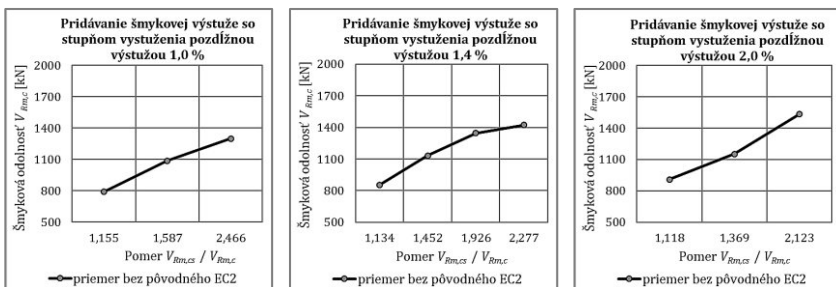
Ďalšia časť parametrickej štúdie je zameraná na overenie predchádzajúcich zistení o účinnom spôsobe zosilnenia šmykovou výstužou v alternatívach s rôznou hrúbkou dosky, rozmermi stĺpa a stupňom vystuženia ohybovou výstužou.



Obr. 8 Odolnosť lokálne podporej stropnej dosky zosilnenej pomocou pridania dodatočnej šmykovej výstuže vypočítaná ako priemerná krivka rastu šmykovej odolnosti z hodnôt UDM, Model Code 2010 a novej EC2 pre stropné dosky s hrúbkou $h=200\text{ mm} / 250\text{ mm} / 300\text{ mm}$



Obr. 9 Odolnosť lokálne podopretej stropnej dosky zosilnenej pomocou pridania dodatočnej šmykovej výstuže vypočítaná ako priemerná krivka rastu šmykovej odolnosti z hodnôt UDM, Model Code 2010 a novej EC2 pre stropné dosky s rozmermi stĺpa $b_c = 150 \text{ mm} / 250 \text{ mm} / 350 \text{ mm}$



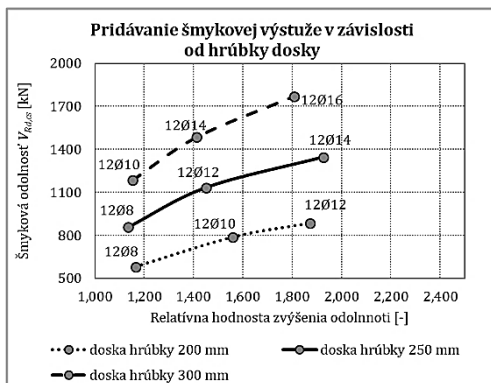
Obr. 10 Odolnosť lokálne podopretej stropnej dosky zosilnenej pomocou pridania dodatočnej šmykovej výstuže vypočítaná ako priemerná krivka rastu šmykovej odolnosti z hodnôt UDM, Model Code 2010 a novej EC2 pre stropné dosky so stupňami výstuženia ohybovou výstužou $\rho_{sl} = 1\% / 1,4\% / 2\%$

4. Záver

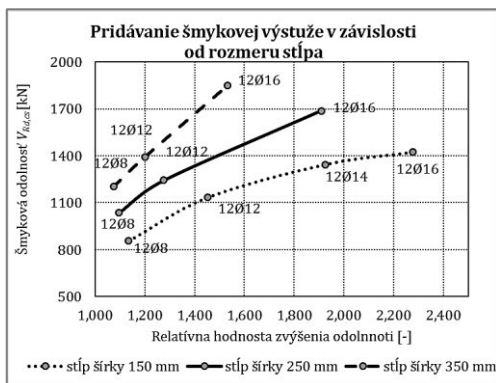
Na základe parametrickej štúdie môžu byť formulované nasledovné závery:

- Tendencia zvyšovania odolnosti dodatočným pridaním šmykovej výstuže je rovnaká pri všetkých vyšetrovaných hrúbkach dosiek. Čím má však doska menšiu hrúbku, tým skôr začne o odolnosti rozhodovať maximálna odolnosť (tlaková diagonála) a väčšie množstvo šmykovej výstuže nie je efektívne.
- Zväčšovanie rozmeru lokálnej podpory (stĺpa) a teda zväčšovanie kontrolného obvodu, v ktorom sa odolnosť posudzuje má výrazný vplyv na účinok dodatočne pridanej výstuže na šmykovú odolnosť stropnej dosky. Kým zdvojnásobenie priemeru šmykovej výstuže (z 8 na 16 mm) pri zachovaní rovnakého počtu kusov (12) zabezpečí zvýšenie šmykovej odolnosti stropnej dosky o takmer 70 % pri menšom kontrolnom obvode (stĺpe s hranou 150 mm), rovnaké zvýšenie množstva šmykovej výstuže pri stĺpe s hranou 350 mm zvýši šmykovú odolnosť len o 50 %.

- Stupeň vystuženia pozdĺžnou výstužou nemá výrazný vplyv na účinnosť zosilňovania dodatočne pridanou šmykovou výstužou. Tendencia rastu šmykovej odolnosti však mierne poukazuje na fakt, že pri nižšom stupni vystuženia pozdĺžnou výstužou sa účinok šmykovej výstuže prejaví výraznejšie, na druhej strane však v takomto prípade začne rozhodovať o odolnosti stropnej dosky jej ohybová kapacita a väčšie množstvo šmykovej výstuže nie je efektívne.



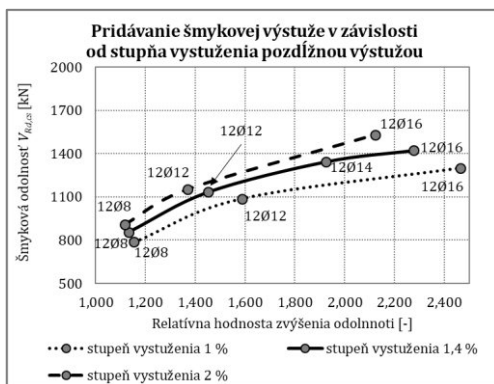
Obr. 11 Odolnosť lokálne podopretých stropných dosiek s rôznymi hrúbkami zosilnenými pomocou pridania dodatočnej šmykovej výstuže a vypočítané ako priemerná krivka rastu šmykovej odolnosti z hodnôt UDM, Model Code 2010 a novej EC2



Obr. 12 Odolnosť lokálne podopretých stropných dosiek s rôznymi rozmermi stĺpikov zosilnenými pomocou pridania dodatočnej šmykovej výstuže a vypočítané ako priemerná krivka rastu šmykovej odolnosti z hodnôt UDM, Model Code 2010 a novej EC2

Všetky výsledky parametrickej štúdie vychádzajú z návrhových modelov, ktoré boli odvodené pre nové konštrukcie. Pri zosilňovaní stropnej dosky v existujúcej konštrukcii je potrebné vziať do úvahy skutočnosť, že dodatočná šmyková výstuž je

inštalovaná do stropnej dosky s určitou históriou zaťažovania. Na overenie platnosti uvedených návrhových postupov pri rekonštrukciách je pripravovaný na katedre betónových konštrukcií a mostov experimentálny program.



Obr. 13 Odolnosť lokálne podopretých stropných dosiek s rôznymi stupňami vystuženia ohybovou výstužou zosilnenými pomocou pridania dodatočnej šmykovej výstuže a vypočítané ako priemerná krivka rastu šmykovej odolnosti z hodnôt UDM, Model Code 2010 a novej EC2

5. PodĎakovanie

Táto práca bola podporená Agentúrou na podporu výskumu a vývoja v rámci projektu APVV-15-0658 a Vedeckou grantovou agentúrou VEGA z projektu VEGA 1/0254/19.

Literatúra

- [1] EN1992-1-1 Design of Concrete Structures, Part 1-1 General Rules and Rules for Buildings, May 2004.
- [2] KUERES, D. - SIBURG, C. - HERBRAND, M. - CLASSEN, M. and HEGGER, J.: Uniform Design Method for punching shear in flat slabs and column bases. Engineering Structures (136), April 2017, pp. 149-164.
- [3] Fédération Internationale du Béton (fib), Model Code 2010 - Final draft, Vol. 1, fédération internationale du béton, Bulletin 65, Lausanne, Switzerland, 2012, Vol. 2.
- [4] Fédération Internationale du Béton (fib): Model Code 2010, final draft, vol. 2. fib, Bulletin 66, Lausanne, Switzerland, 2012, vol. 2, 370 pp.
- [5] Final Version of PT1-draft prEN 1992-1-1 2018 D3, work document N1358 of CEN/TC 250/SC 2
- [6] KESELI O.: Zosilňovanie lokálne podopretých dosiek na účinky pretlačenia dodatočne vloženou šmykovou výstužou. PhD-thesis., Slovak University of Technology in Bratislava, Faculty of Civil Engineering STU in Bratislava 2018.

ANALÝZA STAVEBNÝCH ÚPRAV PANELOVÉHO DOMU V BRATISLAVE

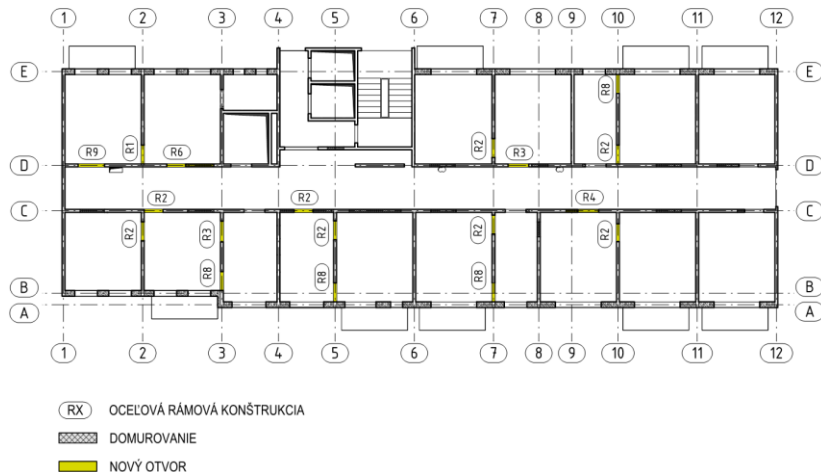
Iyad Abrahoim¹– Július Boček²

Abstrakt

Zmeny a úpravy bytov v panelovom dome, zásahy do statiky panelového domu, vytváranie nových otvorov v nosných stenových paneloch, nadstavba panelového domu a tiež dodatočné zateplenie obvodového plášťa. Posúdenie zvislých tlakových síl v stenových paneloch montovaného bytového domu podľa európskej normy EN 1992-1-1.

1. Úvod

Objekt budovy je existujúca konštrukcia navrhnutá z panelov konštrukčnej sústavy P1.14/15 BA s použitím celostenových pórobetónových panelov na opláštenie. Pôdorys polyfunkčnej budovy je obdĺžnikového tvaru s niekoľkými výbežkami. Maximálne pôdorysné rozmery nosnej konštrukcie sú 13,7 m x 38,1 m. Existujúci objekt má osem nadzemných podlaží, pričom k týmto sa plánuje nadstaviť ešte jedno podlažie.



Obrázok 1: Pôdorys typického podlažia konštrukcie

¹ Ing. PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 813 68 Bratislava, tel.: (+421)903718550, e-mail: iyad.abrahoim@stuba.sk

² Ing., Boček, s. r. o., Plavisko 37, 034 01 Ružomberok, tel.: (+421)948535477, e-mail: office@bocek.sk

2. Konštrukčné riešenie nosného systému

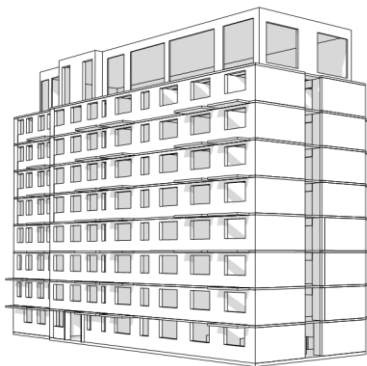
Vertikálny nosný systém objektu je riešený ako panelový konštrukčný systém stavebnej sústavy P1.14/15 BA s pórobetónovým obvodovým plášťom OP 1.15-BA. Priechy nosný systém pozostáva zo stien hrúbky 150 mm v modulových vzdialenostiach 2,4 m, 3,0 m, 4,2 m, ktoré sú doplnené pozdĺžnymi stenami v modulových vzdialenostiach pozdĺžnych nosných a obvodových stien 2,4 m, 4,2 m a 4,8 m. Zvislý systém nadstavby konštrukcie je tvorený pomocou oceľových stĺpov doplnených stenovým zavetrením.

Stropné konštrukcie sú riešené ako stropné panely hrúbky 150 mm s profilovaním A, B a pri styku s obvodovým plášťom C. Maximálna veľkosť stropného panela je 3,8 m x 4,8 m. Vodorovný nosný systém nadstavby tvoria oceľové nosníky v kombinácii s trapézovým plechom.

Na výťahové šachty sú použité atypické stenové nosné panely.

Obvodový plášť je navrhnutý zo spínaných pórobetónových panelov hrúbky 300 mm, ukladaný na oceľové konzoly montované do škáry medzi stropnými panelmi, kotvenými k stropom prípadne k rektifikačným skrutkám stien.

Styky a spoje sú navrhnuté podľa katalógov stykov a spojov Spojprojekt Bratislava IV.AZ.



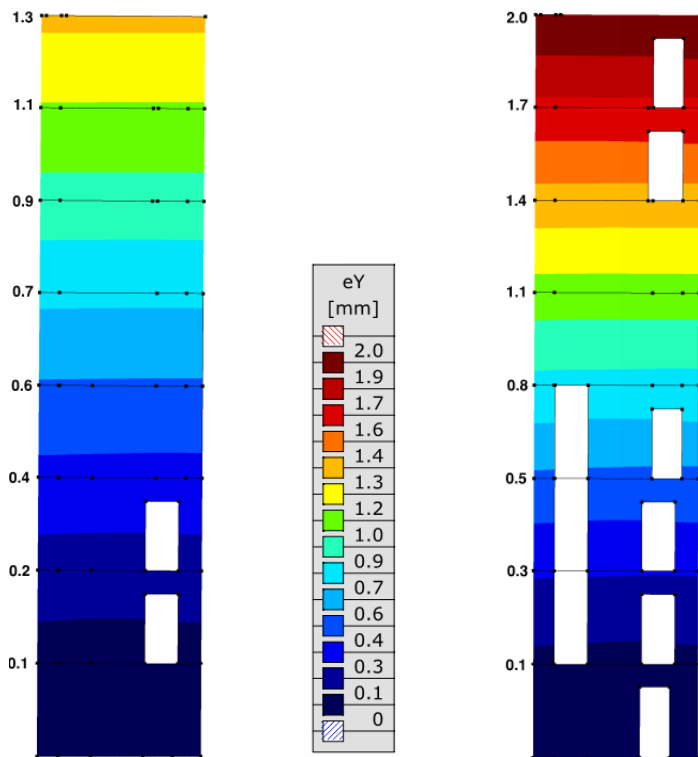
Obrázok 2: Axonometria konštrukcie

3. Zásahy do nosnej konštrukcie objektu

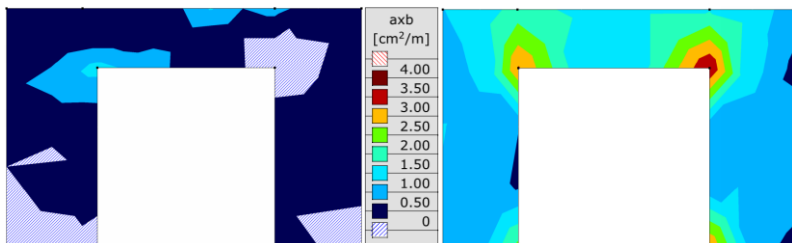
V rámci zmeny dispozície daného panelového bytového domu dôjde k zásahom, ktoré sa týkajú aj nosnej konštrukcie. Boli navrhnuté nové otvory, respektíve bolo navrhnuté zväčšenie už existujúcich otvorov. Existujúca konštrukcia sa navrhla tepelne zaizolovať kontaktným zatepl'ovacím systémom.

4. Analýza nosnej konštrukcie

Navrhované zásahy nepriaznivo vplyvajú na nosnú konštrukciu (zmena tuhosti, zväčšenie zaťaženia), preto bolo potrebné nosnú konštrukciu dôkladne analyzovať. Pre potreby analýzy bolo vytvorených niekoľko výpočtových modelov. Analýza spočívala v porovnávaní jednotlivých modelov a sledovaní výsledkov. Analyzovala sa pôvodná aj novonavrhovaná konštrukcia pomocou statického aj dynamického statického výpočtu. Zmenu tuhosti konštrukcie možno najlepšie prezentovať pomocou vodorovných výchylek zmien. Z výsledkov je zrejmé, že nové otvory znížili tuhosť konštrukcie, keďže vodorovné premiestnenia konštrukcie majú po navrhovaných zásahoch väčšie hodnoty. Konštrukciu sme optimalizovali tak, aby limitné deformácie neboli prekročené.

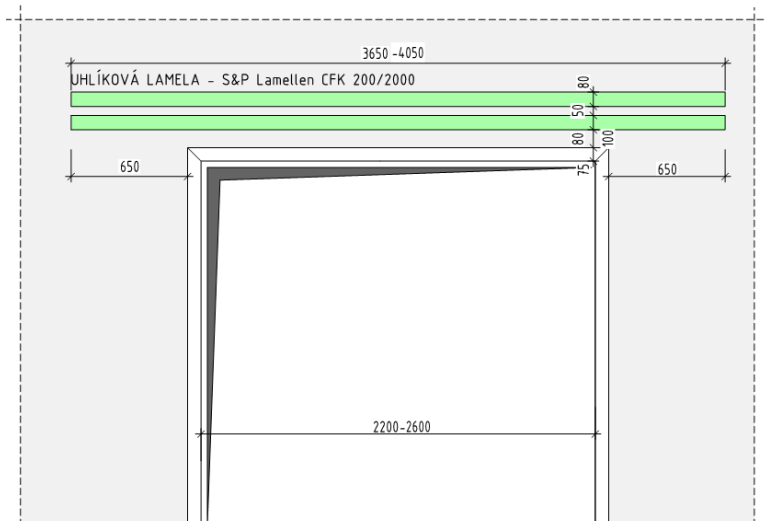


Obrázok 3: Deformácie konštrukcie – porovnanie výsledkov vodorovných výchylek od vetra v smere Y (vľavo existujúca stena, vpravo stena oslabená novými otvormi)

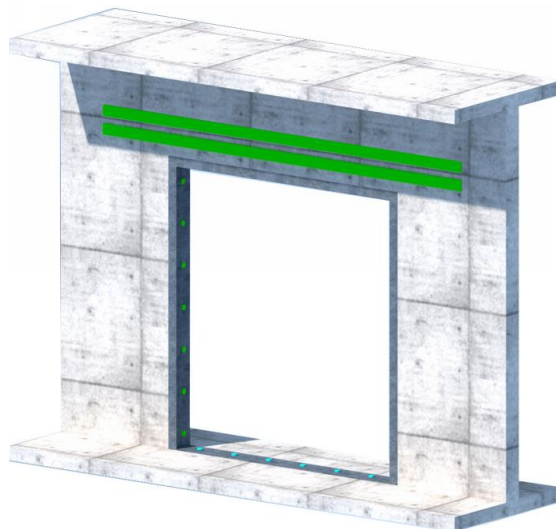


Obrázok 4: Potrebne plochy vodorovnej výstuže v okolí novonavrhovaného otvoru (vľavo statický model, vpravo dynamický model)

Aby sme zabránili nepriaznivým vplyvom účinkov od prevedených zásahov, navrhli sme do vnútra otvorov vložiť oceľový rám, ktorý bude lemovat nadpražia a ostenia otvoru. Oceľový rám sme so železobetónovou stenou navrhli prepojiť pomocou chemického kotvenia a vysokopevnostnej expandujúcej malty tak, aby spolu s panelom vytvárali jeden konštrukčný celok. Nadpražia otvorov sme navrhli zosilniť pomocou kompozitnej výstuže z uhlíkových lamiel tak, aby sme pokryli potrebné plochy výstuže vyplývajúce z novonavrhovaných zásahov.



Obrázok 5: Nový otvor v nosnej stene – Schéma zosilnenia otvoru pomocou oceľového rámu a uhlíkových lamiel (S&P Lamellen CFK 200/2000) – Pohľad



Obrázok 6: Nový otvor v nosnej stene – Schéma zosilnenia otvoru pomocou ocel'ového rámu a uhlíkových lamiel (S&P Lamellen CFK 200/2000) – Axonometria

3. Závery

Pri zásahoch do nosných častí panelového domu je potrebné analyzovať konštrukciu ako celok. Vplyvom zásahov dôjde k zmene statického pôsobenia ako aj k zmene tuhosti konštrukcie. Nepostačuje analyzovať iba jednotlivé časti stien, keďže takýto návrh by negarantoval bezpečnosť stavby. V prípade väčších objektov je dôležité, aby realizáciu vykonávala špecializovaná firma, pretože neodborné uskutočňovanie zmien vedie k predraženiu stavebných úprav.



Obrázok 7: Nový otvor v nosnej stene – nesprávna realizácia stavebnou firmou



Obrázok 8: Znehodnotenie nosných stien vplyvom neodborných zásahov

Literatúra

- [1] STN EN 1992-1-1 : *Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 1-1 : Všeobecné pravidlá a pravidlá pre pozemné stavby*. Bratislava, 2006.
- [2] STN EN 1993-1-1 : *Navrhovanie ocelových konštrukcií. Časť 1-1 : Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy*. Bratislava, 2006.
- [3] Harvan, I.: *Analýza nosných sústav panelových budov*. Slovenská komora stavebných inžinierov, Bratislava 2008.
- [4] Harvan: *Analýza nosných sústav panelových budov*. Zborník ku projektu *Obnova panelových budov (Európsky sociálny fond JPD 3 2004/4-056)*. Stavebná fakulta STU v Bratislave, jún 2007.
- [5] Gramblička, Harvan, Abrahim: *Statická a dynamická analýza nosných konštrukcií panelových domov sústavy P1.14 pre rôzne polohy a veľkosti dodatočných otvorov v nosných stenách*. Projekt a stavba 3/2000, SKSI Bratislava.

Autori zodpovedajú za obsahovú, odbornú a jazykovú úroveň príspevkov.

Autori:	Kolektív autorov
Názov:	Zborník príspevkov z 11. seminára SANÁCIA BETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ
Druh publikácie:	Zborník prednášok zo seminára Príspevky boli recenzované
Garant seminára:	prof. Ing. Juraj Bilčík, PhD.
Redakčne upravil:	Ing. Róbert Sonnenschein, PhD.
Vydanie:	prvé, december 2019
Rozsah:	173 strán
Formát:	A5
Vydavateľ:	Združenie pre sanáciu betónových konštrukcií pri SZSI, Bratislava
Tlač a väzba:	Vydavateľstvo SPEKTRUM STU

ISBN 978-80-227-4973-2