

ZDRUŽENIE PRE SANÁCIU BETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ pri SZSI

a

Katedra betónových konštrukcií a mostov SvF STU

12. seminár

SANÁCIA BETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ

Kongresové centrum SAV, zámok Smolenice,

30. november - 1. december 2023

SPEKTRUM
STU

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

Zborník príspevkov z 12. seminára

**SANÁCIA BETÓNOVÝCH
KONŠTRUKCIÍ**

**Kongresové centrum SAV,
30. november - 1. december 2023
SMOLENICE**

**© Združenie pre sanáciu betónových konštrukcií
pri SZSI v Bratislave
a
Stavebná fakulta STU, Katedra betónových
konštrukcií a mostov**

ISBN 978-80-227-5370-8

Obsah:	str.
<i>Sekcia 1</i>	
<i>Chyby a poruchy betónových a murovaných konštrukcií</i>	6
Július Šoltész, Juraj Bilčík STATICKÉ A TECHNOLOGICKÉ CHYBY A PORUCHY ŽB DOSIEK PODZEMNÝCH GARÁŽÍ	7
Andrej Bartók, Iyad Abrahoim, Július Šoltész POSÚDENIE NOSNÝCH KONŠTRUKCIÍ BUDOVY KASÁRNÍ V PREŠOVE	13
Patrik Kotula, Peter Koteš, Ondrej Kridla VYBRANÉ PROBLÉMY KLENBOVÝCH MOSTOV V SIETI ŽSR	19
Ľudmila Kormošová, Lucia Majtánová PORUCHY PREFABRIKOVANEJ TERASY PANELOVÉHO BYTOVÉHO DOMU V PETRŽALKE	25
Róbert Sonnenschein, Lucia Majtánová PORUCHY SCHODISKA PANELOVÉHO BYTOVÉHO DOMU	31
Leonard Hobst VÝZNAMNÉ STAVBY JAPONSKA	36
<i>Sekcia 2</i>	
<i>Diagnostika a skúšanie betónových a murovaných konštrukcií</i>	42
Denis Kopásek, Jakub Gašpárek, Peter Paulík DIAGNOSTIKY PREDPÁTYCH LÁVOK V MESTE PREŠOV	43
Jakub Gašpárek, Peter Paulík, Jaroslav Halvoník, Viktor Borzovič, Peter Havlíček, Denis Kopásek DIAGNOSTIKA A REKONŠTRUKCIA CESTNÉHO MOSTA V JAKUBOVE	51
Peter Koteš, Michal Zahuranec, Jozef Prokop MERANIE KORÓZNYCH ÚBYTKOV BETONÁRSKEJ VÝSTUŽE NA KORÓZNYCH STANICIACH	59
Ivan Hollý, Július Šoltész, Juraj Bilčík, Andrej Bartók, Abrahoim Iyad, Adrián Ondák, Jaroslav Prokop DIAGNOSTIKA A STATICKÝ PRIESKUM MONTOVANÝCH ŽELEZOBETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ	67
Ladislav Klusáček, Miloš Zich, Radim Nečas, Michal Požár, Martin Olšák, Adam Svoboda, Ondřej Šimek, Jan Koláček, Lukáš Bobek, Jiří Strnad HODNOCENÍ STAVU PREFABRIKOVANÉ PŘEDPJATÉ STŘEŠNÍ KONSTRUKCE	73

Sekcia 3

Materiály na sanáciu 82

Ján Fleischhacker
EFEKTÍVNY PRÍSTUP K SANACÍÍ A OCHRANE ŽB KONŠTRUKCIÍ POMOCOU
PRUŽNEJ CEMENTOVEJ MALTY 83

Michaela Štefanovičová, Róbert Sonnenschein
VYUŽITIE GFRP VÝTUŽE V SPOJITÝCH NOSNÍKOCH 89

Sekcia 4

Technologické postupy sanácie 94

Juraj Kopčák, Dávid Oravec
REKONŠTRUKCIA MOSTA CEZ RIEKU POPRAD V KEŽMARKU 95

Peter Havlíček, Peter Paulík
REKONŠTRUKCIA OŽĎANSKÉHO TUNELA 100

Peter Koteš, Patrik Kotula, Ondrej Kridla, Branislav Vavák
VYUŽITIE EXISTUJÚCICH ŽELEZNIČNÝCH MOSTOV AKO SÚČASŤ NOVEJ
POZEMNEJ KOMUNIKÁCII MEDZI PÚCHOVOM A POVAŽSKOU BYSTRICOU 105

Sekcia 5

Zosilňovanie betónových a murovaných konštrukcií 113

Peter Kleiman, Oldřich Skyba
REKONŠTRUKCIA A MODERNIZÁCIA ŠPORTOVEJ HALY
NA PASIENKOCH V BRATISLAVE 114

Daniel Čereš, Katarína Gajdošová
MOŽNOSŤ ZOSILNENIA LOKÁLNE PODOPRETÝCH DOSIEK POMOCOU
NADBETONÁVKY 128

Tadeáš Fecko, Jaroslav Baran, Zuzana Haššová, Viktor Borzovič
ŠMYKOVÁ ODOLNOSŤ ZOSILNENÝCH ŽELEZOBETÓNOVÝCH NOSNÍKOV
POĎLA AKTUÁLNYCH VÝPOČTOVÝCH PRÍSTUPOV 134

Ján Pecka, Katarína Gajdošová, Stanislav Blaho
ZOSILŇOVANIE STŔPOV CFRP LAMELAMI –PARAMETRICKÁ ŠTÚDIA 142

Komerčné príspevky 149

Jana Briatková Olšová, Pavol Sekera, Peter Darnady
SKÚSENOSTI S PRIESKUMAMI A DIAGNOSTIKOU 150

Branislav Barčík, Miroslav Piteľ

NOVÁ GENERÁCIA RÝCHLOTUHNÚCICH A VYSOKOPEVNOSTNÝCH
CEMENTOVÝCH HMÔT NA SPEVNŇOVANIE A KOTVENIE BETÓNOVÝCH
KONŠTRUKCIÍ

154

Darina Nagyová, Jakub Bokomlaško

RIEŠENIE RÔZNYCH TYPOV REKONŠTRUKCIÍ ZÁKLADOVÝCH MATERIÁLOV

162

Sekcia 1

Chyby a poruchy betónových a murovaných konštrukcií

Odborní garanti a recenzenti sekcie:

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

doc. Ing. Ivan Holý, PhD., Stavebná fakulta STU Bratislava

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

STATICKÉ A TECHNOLOGICKÉ CHYBY A PORUCHY ŽB DOSIEK PODZEMNÝCH GARÁŽÍ

Július Šoltész¹
Juraj Bilčík²

Abstrakt

Železobetónové dosky pojazdných plôch hromadných podzemných garáží sú vystavené zvýšenej agresivite prostredia, ktoré často ohrozuje ich životnosť. Zvýšená vlhkosť a koncentrácia CO₂, prítomnosť chloridov a trhlín skracujú pasívne a aktívne štádium korózie betonárskej výstuže. Na pojazdných plochách vznikajú ohybové trhliny od účinkov priameho zaťaženia a deliace trhliny od nepriameho zaťaženia. Trhliny uľahčujú prienik CO₂ a chloridov do betónu čím sa významne skraca životnosť základových a stropných dosiek i rámp. V príspevku sa analyzujú statické a technologické chyby a poruchy pojazdných plôch pojazdných garáží.

1 Úvod

V podzemných garážach je zvýšená koncentráciou CO₂ vo vzduchu, ktorá urýchľuje karbonatáciu betónu, spojenú s poklesom jeho alkality. Pre výstuž, ktorá sa nachádza v betóne s pH < 9 sú tým často splnené podmienky (pH < 10, vlhkosť a prítomnosť kyslíka) pre koróziu výstuže. Chloridové ióny z chemických rozmrazovacích látok (ChRL) bývajú v zime vozidlami zavešené do garáže, kde vyvolávajú akcelerovanú chloridovú koróziu výstuže. Na pojazdných plochách garáží vznikajú ohybové trhliny (od účinkov priameho zaťaženia) a deliace trhliny (od nepriameho zaťaženia). Trhliny uľahčujú prienik CO₂ a chloridov do betónu. Neutesnené trhliny urýchľujú koróziu výstuže a tým skracujú životnosť stropných a základových dosiek i rámp hromadných garáží. Elektrochemická korózia ocele zmenšuje prierezovú plochu výstuže a porušuje súdržnosť výstuže s betónom, čo spôsobuje statické problémy a skrátenie životnosti najmä stropných dosiek a rámp.

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

Na zabezpečenie návrhovej životnosti pojazdných plôch hromadných garáží sa používajú sekundárne ochranné prostriedky. Na nové pojazdné plochy stropných dosiek sa najčastejšie nanášajú pružné náterové systémy so schopnosťou premostovať trhliny, na základové dosky kombinácia nepružných náterových systémov a injektovanie trhlín. Na utesnenie existujúcich trhlín môže byť vhodné aj bandážovanie trhlín. V prípade, že betonárska výstuž je depasivovaná a prebieha elektrochemická korózia ocele je možné koróziu spomaliť alebo zastaviť pomocou inhibítorov korózie alebo katódovou ochranou výstuže.

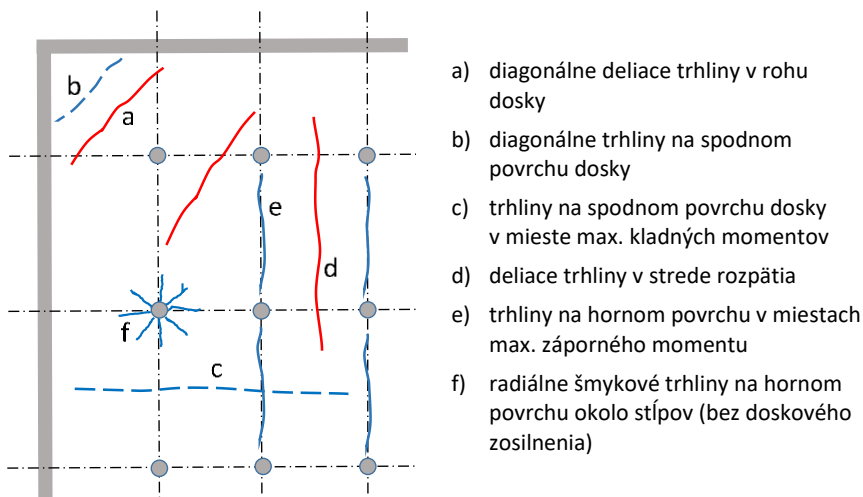
¹ doc. Ing., PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, e-mail: julius.soltesz@stuba.sk

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

2 Vplyv trhlín na koróziu výstuže

Trhliny v stropných doskách garáží urýchľujú karbonatáciu betónu a prienik chloridových iónov do betónu v mieste trhlín. V zásade rozlišujú **statické** a **technologické** trhliny.

Čiastočné trhliny vznikajú od statického zaťaženia pri hornom alebo dolnom povrchu, podľa znamienka ohybových momentov v doske. **Deliace trhliny** vyvolávajú objemové zmeny v betóne od zmeny teploty a/alebo vlhkosti betónu. Typický tvar trhlín v lokálne podopretých stropných doskách je zobrazený na obr. 1.



Obr. 1 Typický tvar trhlín v lokálne podopretej stropnej doske garáže [2]

Z hľadiska trvanlivosti sú kritické najmä **deliace trhliny** (obr.2a, 2d.), ktoré môžu vzniknúť v stropnej doske 1 až 3 dni po betonáži označované ako **skoré trhliny**, alebo neskôr, počas prevádzky označované ako **neskoré trhliny**. Skoré trhliny vznikajú v dôsledku zvýšenej vodorovnej tuhosti masívnych stien a objemových zmien betónu, najmä od zmien teploty. Neskoré trhliny vznikajú, respektíve zväčšujú svoju šírku po pritažení konštrukcie úžitkovým zaťažením a od zmrašťovania betónu. Z klimatických vplyvov je najčastejšie rozhodujúce ochladenie konštrukcie počas prvej zimy.

V trhlínach možno očakávať výrazne vyššie hodnoty obsahu chloridov v betóne, čo poukazuje na význam ich včasného utesnenia a pravidelnej kontroly tesnosti trhlín (minimálne 1x ročne pred zimou).

Väčšina trhlín v stropných doskách hromadných garáží sú aktívne, to znamená, že v čase menia svoju šírku. Z hľadiska trvanlivosti a výberu sekundárnej ochrany pojazdných plôch je dôležité ohraničiť šírku trhlín a ich periodické zmeny. Súvisí to

s obmedzenými schopnosťami sekundárnej ochrany pojazdných plôch premostovať trhliny. Šírka trhlín v železobetónových konštrukciách sa kontroluje množstvom a priemerom výstuže. Stropné dosky garáží by mali byť preto kontinuálne vystužené po celej ploche dosky pri oboch povrchoch.

Na obmedzenie množstva a šírky trhlín v doskách a stenách je možné použiť aj smernicu pre vodonepriepustné betónové konštrukcie [3], [4]. Vodonepriepustná doska bez deliacich trhlín sa dosiahne **konštrukčnými, technologickými a výrobnými opatreniami**.

Základným **konštrukčným opatrením** pre stropné dosky je uvoľnenie posunov uloženia dosky na zvislé nosné steny, čo zmenší vynútené napätia od objemových zmien (napr. ochladenie počas prvej zimy).

Hlavné **technologické opatrenia** pre stropné a základové dosky sú:

- betón s pomalým nárastom pevnosti a malým zmrašťovaním
- menšie dávky cementu s nízkym alebo veľmi nízkym hydratačným teplom (napr. CEM III/B 32,5 N)
- optimálna teplota pri ukladaní čerstvého betónu (12 až 18° C).

Primárnym **výrobným opatrením** je včasné ošetrovanie betónu proti vysychaniu, zohrievaniu (v lete) a ochladzovaniu (v zime).

Aj v prípade, že na pojazdnej ploche nevzniknú trhliny sa odporúča plošná sekundárna ochrana. Pojazdne plochy s plošným ochranným systémom majú stupeň prostredia XC3, bez plošnej ochrany XD3. Hrúbka betónovej krycej vrstvy pre stupeň XC3 je 25 mm, pre stupeň XD3 45 mm. S narastajúcou hrúbkou krycej vrstvy klesá účinok výstuže kontrolovať šírku trhlín, ktoré sa môžu prejaviť počas prevádzky garáže.

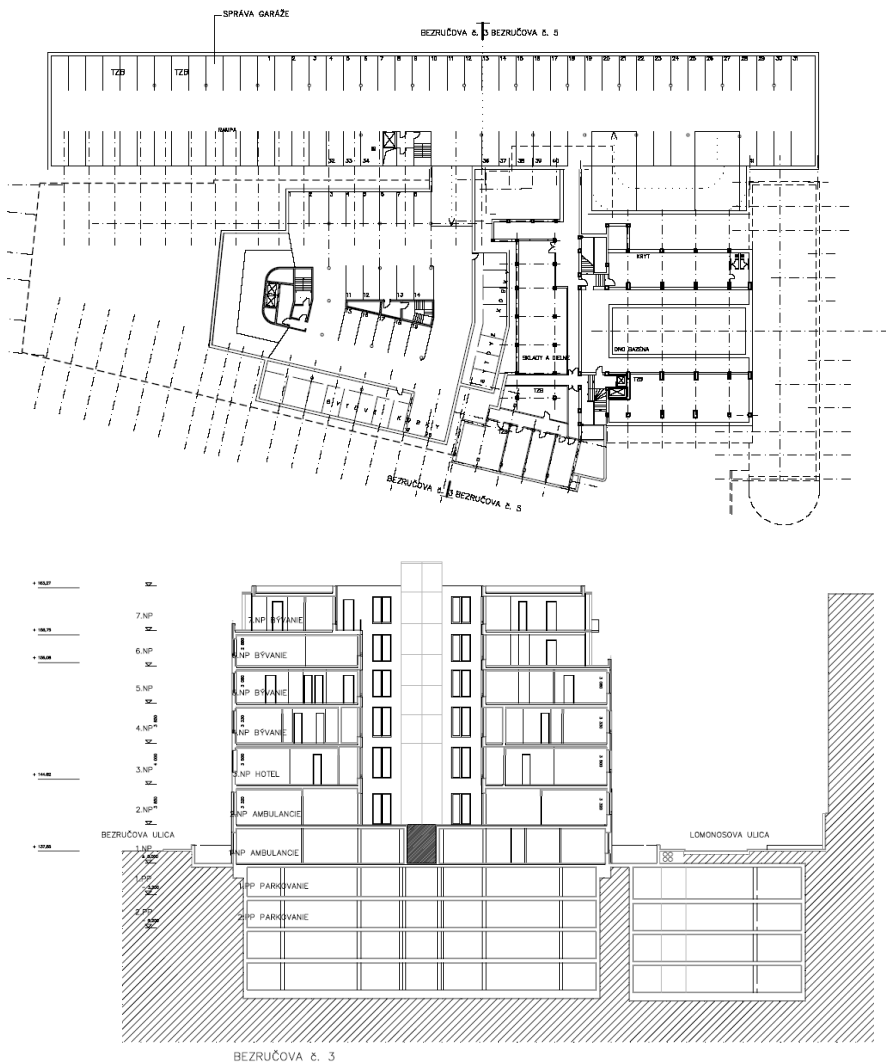
V masívnych základových doskách treba deliace trhliny utesniť nielen proti vozidlami zavlečenou kontaminovanou vodou, ale aj pred tlakovou podzemnou vodou [5]. Táto by mohla plošný ochranný systém porušiť. V trhlínach, v závislosti od pomeru výšky hladiny podzemnej vody k hrúbke základovej dosky a šírke trhlín, môže dôjsť k samoutesneniu trhlín [6]. Pre základové dosky sa preto odporúča urobiť termodynamický a napätostný výpočet, ktorý môže zmenšiť riziko vzniku presakujúcich trhlín a tým aj náklady na ich dodatočné utesnenie [7].

Na overenie vplyvu konštrukčných opatrení bola vybraná parkovacia doska v novom parkovacom dome pod Lomonosovovou ulicou, ktorý bol zhotovený prestavbou a rekonštrukciou objektov bývalej polikliniky na Bezručovej 3 a 5.

Z dôvodu prehľadnosti je objekt za statiku interne členený na moduly:

- parkovisko pod Lomonosovovou
- rekonštruovaný, respektíve novo postavený administratívno-bytový dom.

Pôdorys a pričný rez objektu sú schematicky znázornené na obr. 2.

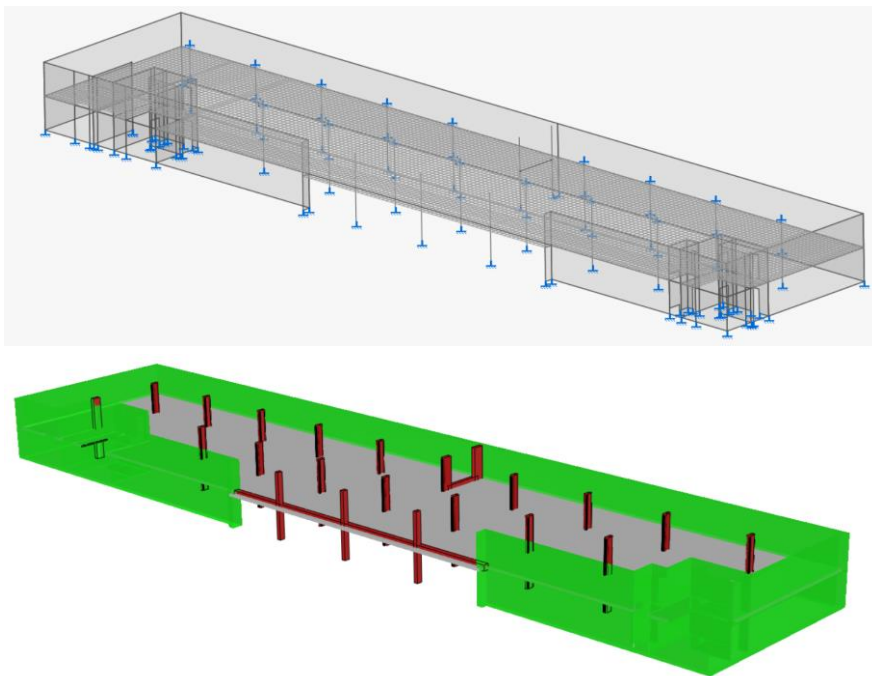


Obr. 2 Pôdorys a priečny rez objektom

V overovacej štúdii sme preverili nasledovné konštrukčné riešenia napojenia parkovacej dosky pod Lomonosovovou ulicou na vertikálny stenový systém:

- stropná doska - 9.5m 1. variant – votknutie
- stropná doska - 9.5m 2. variant – kľbové podopretie
- stropná doska - 9.5m 3. variant – posuvný kľb

3D model realizovaného variantu – votknutie, je na nasledujúcej vizualizácii. Zvislý systém je modelovaný makro wall elementami a jednotlivé stropy ako submodely.



Obr. 3 Vizualizácia MKP modelu s priehľadnosťou wall elementov a v rendrovanom režime

Uvažovali sme vo všetkých variantoch nasledovné zaťaženia:

- vlastná tíež NK
- podlaha
- úžitkové
- inštalácie
- šachovnica max nadpodperový moment
- šachovnica max medzipodperový moment
- teplota

Z dôvodu limitovaného rozsahu príspevku, výsledky štúdie budú prezentované na seminári.

Podakovanie

"Táto práca vznikla s podporou výskumného projektu VEGA č. VEGA 1/0310/22 "Špecifické aspekty vplyvajúce na šmykovú odolnosť železobetónových nosných prvkov pri koncentrovanom namáhaní"."

Literatúra

- [1] STN EN 1504-9 (2009): Výrobky a systémy na ochranu a opravu betónových konštrukcií. Definície, požiadavky, riadenie kvality a hodnotenie zhody. Časť 2: Všeobecné zásady používania výrobkov a systémov.
- [2] Armuth M., Deák G., Cracks in Floor Slabs of Basement Car Parks. Concrete Structures, Vol. 1, (2000), p. 32-38.
- [3] DAFStb-Richtlinie: „Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie)“, Beuth Verlag, Berlin (2017).
- [4] Smernica pre vodonepriepustné betónové konštrukcie –biele vane, SKSI, 2012
- [5] Bilčík J., Sonnenschein R., Opatrenia na obmedzenie vzniku skorých deliacich trhlin v základových doskách. BETON TKS 3, (2018), str. 46-50.
- [6] Edvardsen C., Water Permeability and Autogenous Healing of Cracks in Concrete. ACI Materials Journal, (1999), p. 448-455.
- [7] Ignačák M., Šoltész J., Influence of the different factors on formation of cracks on the foundation slabs, concrete pavements and industrial floors at an early stage - parametric study. In Key Engineering Materials. Reliability Aspects in the Design and Execution of Concrete Structures. Vol. 691, (2016).
- [8] VS STRAP Verzia2023, , Atir Engineering Software Development Tel Aviv, Izrael, 2023

POSÚDENIE NOSNÝCH KONŠTRUKCIÍ BUDOVY KASÁRNI V PREŠOVE

Andrej Bartók¹

Iyad Abrahoim²

Július Šoltész³

Abstrakt

V areáli Sokolovských kasární v Prešove sa nachádza murovaná budova, ktorej vek presahuje 100 rokov. Budova niekoľko rokov chátrala a v súčasnosti nie je využívaná. Na základe objednávky od vlastníka budovy sme vypracovali zosilnenia budovy. Pôvodný projekt budovy sa nezachoval, bolo potrebné urobiť zameranie, diagnostiku stavu budovy a zistiť kvalitu materiálov nosných konštrukcií. Posúdili sme nosné konštrukcie budovy na situáciu po sprevádzkovaní budovy. Stropné konštrukcie bude potrebné zosilniť nadbetónovaním 100mm hrubej železobetónovej dosky, spojenej s trámami spriahovacími prvkami. Murované steny vyhoveli na statické zaťaženia, nie však na seizmické. Navrhli sme opatrenia na zabezpečenie seizmickej odolnosti zvislých konštrukcií budovy.

V areáli Sokolovských kasární na Čapajevovej ulici v Prešove sa nachádza murovaná budova, ktorá bola nadobudnutá v roku 1914. Budova niekoľko rokov chátrala a v súčasnosti nie je využívaná. Na základe objednávky od vlastníka budovy - ministerstva obrany SR - sme vypracovali prieskum a následný návrh zosilnenia budovy. Pohľad na budovu po odstránení krovu je na obr. 1.

Pôvodný projekt budovy sa nezachoval, vychádzali sme z výkresovej dokumentácie vyhotovenej na základe zamerania v roku 2019 a z obhliadok budovy.

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

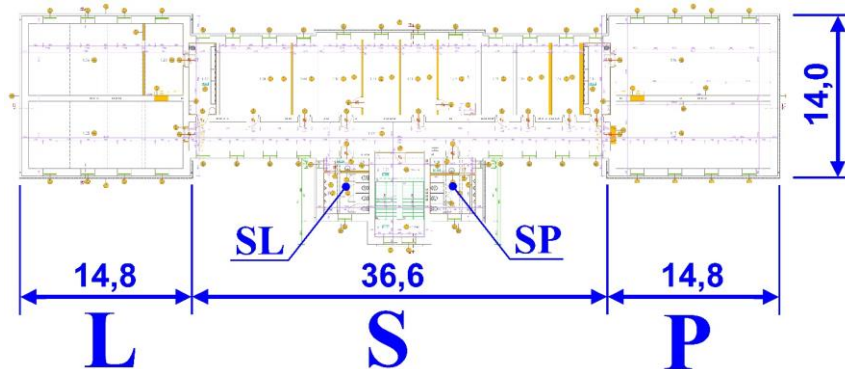
² Ing., PhD., Stavebná fakulta STU, Radlinského 11, 810 05 Bratislava

³ doc., Ing., PhD., Stavebná fakulta STU, Radlinského 11, 810 05 Bratislava



Obr. 1 Pohľad na budovu po odstránení krovu

Budova má 3 časti – na okrajoch strednej časti sú dva krajné bloky. Základné pôdorysné rozmery s označením jednotlivých častí L-S-P sú na obr. 2. Vedľa schodiska sú dve malé miestnosti označené SL, SP.

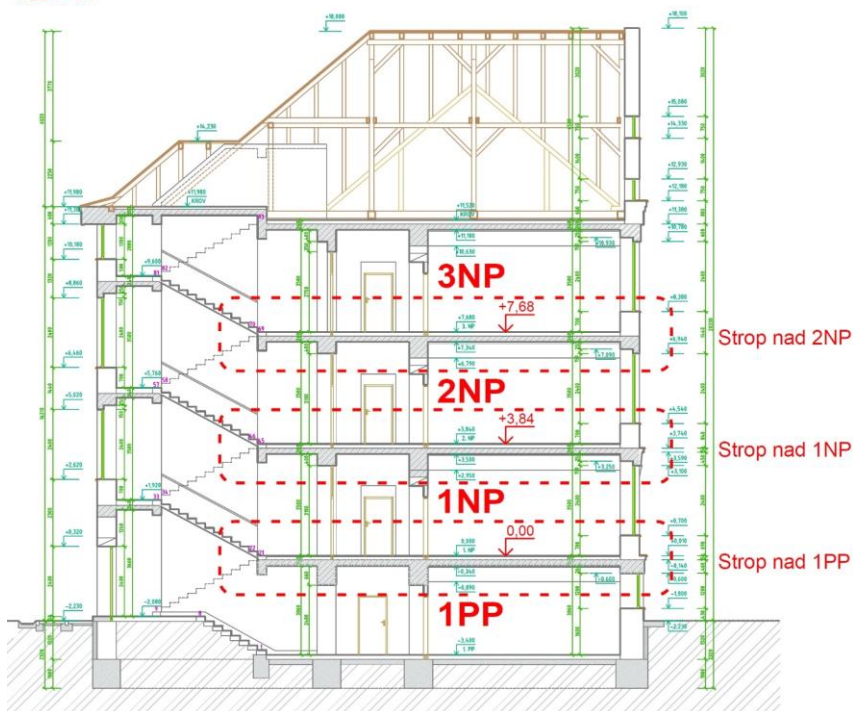


Obr. 2 Pôdorys budovy so základnými rozmermi

Budova má jedno podzemné a 3 nadzemné podlažia. Strechu tvoril pôvodne drevený krov, ktorý sa nahradí novou konštrukciou. Stropom nad 3.NP (+11,38) a novou konštrukciou krovu sme sa nezaoberali. Rovnako sme sa nezaoberali schodiskom.

Na obr.3 je priečný rez strednou časťou budovy s vyznačením jednotlivých stropov.

REZ A-A



Obr. 3 Priečný rez strednou časťou budovy s vyznačením stropov

Popis nosnej konštrukcie budovy

Konštrukčne ide o pozdĺžny dvojtrakt. Budova je založená na základových pásoch z prostého betónu. Zvislé nosné konštrukcie tvoria mohutné nosné steny. V podzemnom podlaží sú steny z betónu hrúbky 650/800mm, v nadzemných podlažiach sú murované hrúbky 500/650mm.

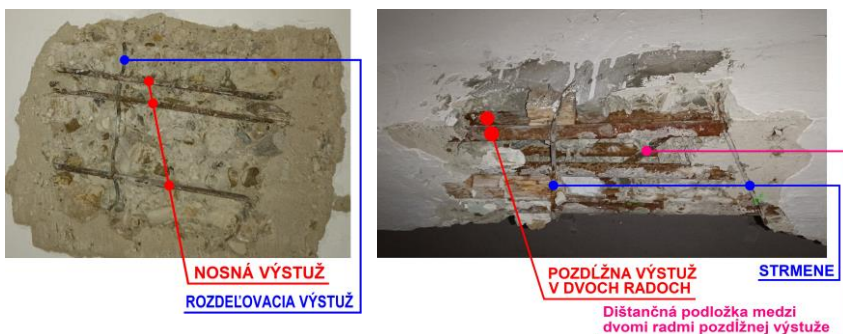
Vodorovné nosné konštrukcie sú železobetónové monolitické trámové stropy. Trámy vysoké 650-700mm sú orientované v priečnom smere budovy. Medzi trámami je stropná doska, ktorej hrúbka sa v jednotlivých častiach stropu pohybuje od 120 po 160mm. Dvojramenné schodisko je železobetónové monolitické.

Diagnostika a určenie kvality materiálov

Uskutočnili sme niekoľko obhliadok budovy a dali sme zistiť kvalitu materiálov nosných konštrukcií:

- stropy – betón TSÚS Prešov
deštruktívne aj nedeštruktívne skúšky pevnosti v tlaku,
pevnosť v ťahu povrchovej vrstvy (odtrhové skúšky),
- stropy – výstuž skúšobné laboratórium Stavebnej fakulty STU Bratislava,
pevnosť ocele v ťahu,
- steny - murivo skúšobné laboratórium Stavebnej fakulty STU Bratislava,
pevnosť tehál a malty v tlaku.

Keďže nebola k dispozícii pôvodná projektová dokumentácia, výstuž stropov – trámov a dosiek – zisťovali sekanými sondami pracovníci TSÚS Prešov – obr. 4.



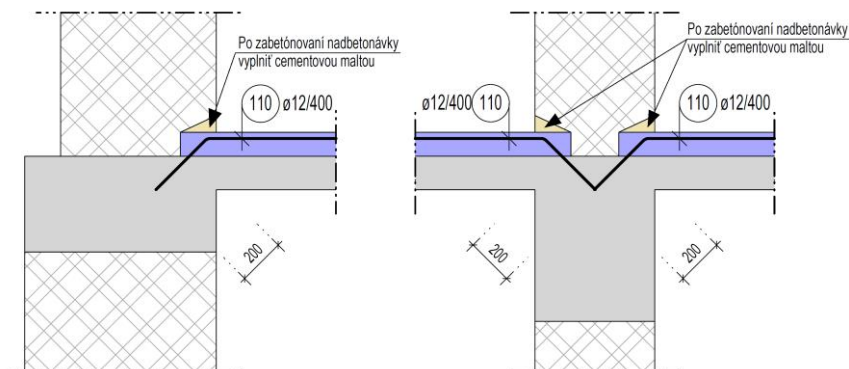
Obr. 4 Sekané sondy – dolná výstuž stropnej dosky a trámu

Posúdenie odolnosti nosných konštrukcií

Na základe zistených vlastností materiálov sme posúdili odolnosť nosných konštrukcií budovy na situáciu po sprevádzkovaní budovy – nové podlahy, zmenené úžitkové zaťaženie.

Stropy

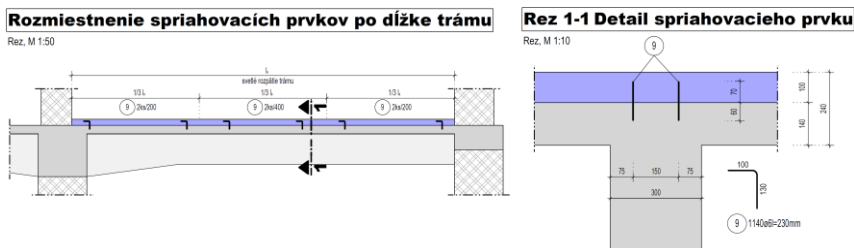
Kvalita betónu stropných dosiek podľa skúšok TSÚS Prešov je značne premenlivá. Hrúbka dosky sa pohybuje od 120 po 160mm a značné rozdiely vykazuje aj sondami zistená výstuž stropov. Vzhľadom na takúto vysokú mieru nespoľahlivosti sme sa rozhodli vybetónovať na jestvujúce stropné dosky nové železobetónové dosky hrúbky 100mm. Tieto budú spojené a budú prenášať všetko plošné zaťaženie. Pôvodné stropné dosky budú slúžiť iba ako debnenie pri betonáži nových dosiek. Nové stropné dosky budú uložené na pôvodných železobetónových trámoch a na nosných múroch do vysekaných drážok. Výstuž dosiek bude zakotvená do muriva nosných stien chemickými kotvami – obr. 5. Zakotvenie hornej výstuže dosiek v mieste uloženia na múry zabezpečí čiastočné votknutie, čím sa zníži zaťaženie žb trámov. Táto, z hľadiska realizácie pomerne náročná koncepcia bola zvolená kvôli tomu, že dodatočné zosilnenie pozdĺžnej výstuže trámov by bolo problematické, vzhľadom na pomerne slabé výsledky odtrhových skúšok povrchových vrstiev betónu trámov. Zakotvenie výstuže do nosných múrov je dôležité aj kvôli zabezpečeniu šmykovej odolnosti nových dosiek ako prvkov bez šmykovej výstuže.



Obr. 5 Uloženie nadbetónovaných žb dosiek na obvodové a vnútorné murivo, kotvenie výstuže dosiek do muriva chemickými kotvami

Stropné trámy sa na ohyb zosilnia v nadpodperových prierezoch doložením hornej výstuže do nadbetónovanej dosky. Dolná výstuž trámov v medzipodperových prierezoch je dostatočná.

Na šmýky trámy vyhovujú po započítaní spriahnutia s nadbetónovanou stropnou doskou. Spriahnutie bude zabezpečené mechanicky spriahovacími tŕňmi vlepými do pôvodných trávov – obr. 6.



Obr. 6 Spriahnutie nadbetónovanej žb dosky s trámom

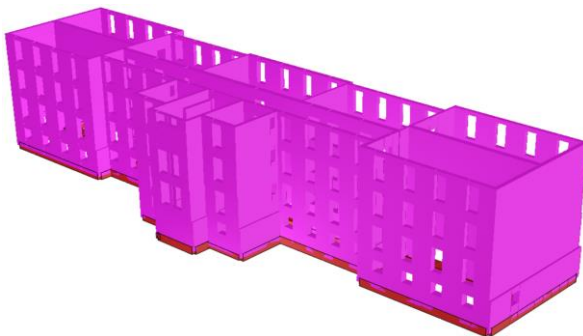
Murované steny

Murované steny sme posúdili na kombinačné schémy podľa Eurokódu 0 (STN EN 1990). Išlo o kombinácie pre trvalé a prechodné návrhové situácie pre medzný stav odolnosti (statické zaťaženia) a kombinácie pre seizmické návrhové situácie.

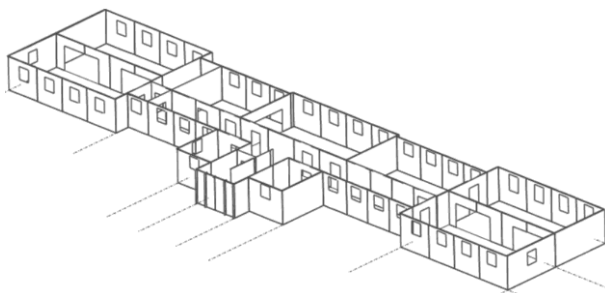
Na analýzu sme použili 3D model vo výpočtovom systéme STRAP V2023 na báze metódy konečných prvkov – obr. 7. Pri modelovaní murovaných stien sme využili WALL elementy na určenie statických veličín jednotlivých segmentov steny – obr. 8. Následne boli jednotlivé segmenty posúdené podľa Eurokódu 6 (STN EN 1996).

Pri statických kombináciách zaťažení vyhoveli murované steny na napätie v tlaku aj šmyku.

Pri analýze seizmických návrhových situácií systém riešil 50 vlastných tvarov. Uvažovali sme so základným seizmickým zrýchlením 0.6 ms^{-2} a podložíom kategórie D v zmysle Eurokódu 8 (STN EN 1998). Murivo vyhovelo na zvislé napätia v tlaku, nevyhovelo však na šmykové namáhanie od vodorovných seizmických účinkov.



Obr. 7 Výpočtový model budovy (stropné dosky odstránené z vizualizácie)



Obr. 8 Výpočtový model – jednotlivé segmenty stien (WALL elementy)

ZÁVER

Stropné konštrukcie po zosilnení nadbetónávkou vyhovujú.

Pre nedostatok podkladov (k dispozícii bol iba inžiniersko-geologický prieskum pre susediaci futbalový štadión) sme pri dynamickej analýze uvažovali podložie kategórie D. Táto kategória podložia viedla k výraznému navýšeniu zotrvačných síl.

Odporučili sme preto vypracovať IGP pre lokalitu riešenej budovy. Je predpoklad, že zatriedenie podložia sa zmení a výsledky následného aktualizovaného statického výpočtu preukážu dostatočnú odolnosť muriva v šmyku aj pri seizmickej udalosti. Ak nie, bude potrebné navrhnuť zosilnenie budovy na vodorovné účinky.

"Táto práca vznikla s podporou výskumného projektu VEGA č. VEGA 1/0310/22 "Špecifické aspekty vplývajúce na šmykovú odolnosť železobetónových nosných prvkov pri koncentrovanom namáhaní"."

VYBRANÉ PROBLÉMY KLENBOVÝCH MOSTOV V SIETI ŽSR

Patrik Kotula¹

Peter Koteš²

Ondrej Kridla³

Abstrakt

Príspevok mapuje aktuálny stav klenbových mostov z betónu, tehly a kameňa na prevádzkovaných tratiach ŽSR. Uvádzané sú prehľady aktuálneho stavu týchto typov mostov, mapujú sa najmä najčastejšie príčiny porúch, odporúčania na opravy a rekonštrukcie. V ďalšej časti príspevku je prezentovaný pripravovaný experimentálny výskum, ktorý je zameraný na tehlové klenbové mosty.

1. Úvod

Hlavným cieľom tohto príspevku je poskytnúť prehľad o stave kontroly, posudzovania a údržby murovaných a betónových oblúkových železničných mostov prostredníctvom prezentácie výsledkov spolupráce Výskumného a vývojového ústavu železníc Žilina (VVÚŽ Žilina) s Katedrou stavebných konštrukcií a mostov (KSKM), Stavebnej fakulty, Žilinskej univerzity v Žiline. V rámci riešenej úlohy sa vychádzalo z revízných správ, ktoré boli vykonané v rokoch 2017 až 2020. Bola spracovaná databáza týchto typov mostov a v priebehu rokov 2021 a 2022 bola vykonaná diagnostika vybraných mostov podľa materiálu klenby. Pri skúmaní stavu alebo určovaní konštrukcie murovaných a betónových oblúkových mostov sa používa niekoľko diagnostických metód.

Okrem prevažujúceho používania vizuálnych kontrol a deštruktívneho skúšania vybraných vzoriek prevláda používanie nedeštruktívnych skúšobných techník. Keďže niektoré murované oblúkové mosty patria k stavebnému dedičstvu železníc, spôsob ich rekonštrukcie, zosilnenia alebo v krajnom prípade nahradenia novým a iným typom mosta si vyžaduje dôkladné zváženie. Prieskum ukázal, že európske železnice, ktoré sa zúčastňujú na projekte, majú na svojich tratiach (účasť 14 železničných správ) viac ako 200 000 murovaných oblúkových mostov a priepustov, čo predstavuje približne 60 %, teda významný podiel, z ich celkového mostného fondu [1 - 3]

Výsledky výskumu uskutočneného v rámci medzinárodných projektov realizovaných v poslednom období pod záštitou Medzinárodnej železničnej únie (UIC) vedú k záveru, že politiky údržby a nápravné opatrenia v prípade murovaných oblúkových mostov by sa mali viac opierať o existujúcu únosnosť konštrukcie a uprednostňovať stabilizáciu pred výmenou alebo nahradením [1].

¹ Ing., PhD., Výskumný a vývojový ústav železníc Žilina, 1.mája 34, 010 02 Žilina

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

³ Ing., Výskumný a vývojový ústav železníc Žilina, Staničná 4, 066 01 Humenné

2. Podklady, metódy kontroly

Pre výpočty sú potrebné spoľahlivé vstupné parametre, aby sa zabezpečila dôveryhodnosť výsledku hodnotenia. Preto sú na určenie parametrov potrebné účinné metódy kontroly a merania. Okrem prevažne vizuálnej kontroly a deštruktívnych skúšok existuje tendencia používať čo najviac nedeštruktívnych metód skúšania. Na základe inšpekčných správ sa stav murovaných a betónových oblúkových mostov v súčasnosti pohybuje od "dobrého" po "uspokojivý". Zo spracovaných štatistík tiež vyplýva, že murované mosty, prevažne z tehál, sú v strednom alebo zlom stave - "obmedzujúce" s tendenciou k zrýchlenému chátraniu. Môžeme konštatovať, že oblúkové mosty z betónu a kameňa sú v porovnaní s murovanými mostami v lepšom stave. Preto existujú aj potenciálne pochybnosti o vhodnosti murovaných tehlových mostov odolávať zvýšeným nápravovým zaťaženiam, rýchlostiam vlakov a vyšším objemom nákladnej dopravy. Napriek všetkým pochybnostiam murované oblúkové mosty vykazujú trvanlivosť s nákladmi na životný cyklus, ktoré sú podstatne ekonomickejšie ako väčšina ostatných typov konštrukcií. Vzhľadom na charakter a možnú štruktúru porúch sú betónové oblúkové mosty do značnej miery schopné uniesť nové zaťaženia a požiadavky na zvýšenú nákladnú dopravu.

3. Štatistika murovaných a betónových oblúkových mostov v sieti ŽSR

S cieľom poskytnúť prehľad o počte, charakteristikách a stave murovaných a betónových oblúkových železničných mostov v infraštruktúre Železníc Slovenskej republiky bol vykonaný prieskum a analýza revízných správ. V tomto príspevku sa zameriame na vybrané štatistické ukazovatele. Podľa aktuálne dostupných údajov je v železničnej sieti ŽSR 2 301 mostov. Jednou spoločnou skupinou sú aj tzv. masívne mosty, kde sa ako stavebný materiál okrem betónu použili aj pálené a kamenné murovacie prvky. V štatistike nie sú zahrnuté priepusty, ktoré sú väčšinou zhotovené z kameňa. Uvedené sú oblúkové mosty s rozpätím 2,01 m a viac.

Prehľad vybraných murovaných a betónových oblúkových mostov v tratiach ŽSR:

- ☐ materiál oblúka: tehla, kameň, betón,
- ☐ počet mostov: tehlový - 60, kamenný - 124, betónový - 195.

Štatistické údaje boli vypočítané ako reprezentatívne ukazovatele pre dostupný zdroj údajov, ktoré sú k dispozícii z revízných správ ŽSR [6]. Možno vyvodiť nasledujúce závery:

- ☐ Mosty s krátkymi rozpätiami predstavujú väčšinu murovaných a betónových oblúkových mostov (tab. 1).
- ☐ Väčšina murovaných a betónových oblúkov je jednopoložných (tab. 2).
- ☐ Tvary murovaných oblúkov spravidla nie sú zaznamenané, najčastejším typom sú spravidla polkruhové hlboké oblúky.

Tab. 1 Prehľad zastúpenia železničných mostov podľa svetlosti klenby v percentuálnom vyjadrení v závislosti od materiálu klenieb

Svetlosť L [m]	Počet mostov podľa materiálu oblúka		
	Tehla [%]	Kameň [%]	Betón [%]
2,01 < L ≤ 3,0	30,00	43,55	33,33
3,01 < L ≤ 4,0	16,67	33,06	34,87
4,01 < L ≤ 6,0	25,00	19,35	19,49
6,01 < L ≤ 9,0	13,33	4,03	7,69
9,01 < L	15,00	0,00	4,62

Tab. 2 Prehľad železničných mostov podľa počtu klenieb vyjadrený v percentuálnom vyjadrení v závislosti od materiálu klenieb.

Počet polí mosta	Mosty podľa materiálu oblúka		
	Tehla [%]	Kameň [%]	Betón [%]
1 pole	88,33	99,19	98,46
2 polia	5,00	0,81	0,51
3 a viac polí	6,67	0,00	1,03

Stupne hodnotenia technického stavu nosných častí mostov sa určujú podľa ŽSR TS 5 Správa mostných objektov [4]. V tab. 3 stupne hodnotenia sú zamerané na materiál oblúka.

Tab. 3 Hodnotenie celkového stavu mostných objektov podľa TS 5 [4] v percentuálnom vyjadrení v závislosti od materiálu klenieb.

Stav oblúka mosta [4]	Mosty podľa materiálu oblúka		
	Tehla [%]	Kameň [%]	Betón [%]
1. Stupeň – stav výborný	13,33	33,33	6,66
2. Stupeň – stav dobrý	56,67	36,67	84,62
3. Stupeň – stav vyhovujúci	16,67	28,33	4,10
4. Stupeň – stav obmedzujúci	13,33	1,97	4,62
5. Stupeň – stav nevyhovujúci	0	0	0

Väčšina mostov tohto typu v železničnej sieti ŽSR typu je jednopoloých (viac ako 88 % pre všetky typy materiálov oblúka; tab. 2). Tvary oblúkov sa spravidla neeviduujú. Obmedzené informácie zabránili vyvodu akýchkoľvek záverov, pokiaľ ide o tvar oblúkov, okrem toho, že najbežnejším typom sú polkruhové hlboké oblúky. Prevažná väčšina oblúkových mostov je v druhom alebo treťom stupni (tab. 3), avšak pri tehlových mostoch je viac ako 13 % mostov už v štvrtom stupni. Niekoľko murovaných oblúkových mostov z tehly a kameňa má viac ako 100 rokov.

4. Diagnostika a poruchy oblúkových mostov

Pri skúmaní stavu alebo pri zisťovaní konštrukcie murovaných oblúkových mostov sa v ostatných rokoch využívalo viacero kontrolných metód. Najbežnejšou metódou je stále čisto vizuálna kontrola. Používa sa aj deštruktívne testovanie, hoci v posledných rokoch existuje tendencia používať nedeštruktívne testovacie techniky.

Z dôvodu vysokého veku klenbových mostov najčastejšou príčinou ich porúch je prirodzené opotrebenie jednotlivých častí týchto mostov s kumuláciou chýb pri návrhu ako napríklad absentujúca hydroizolácia a chybami pri realizácii ako napríklad nevhodné spojenie bočnej stienky a klenby.

Na mostoch, kde hlavným nosným prvkom je murovaná klenba, sa najčastejšie vyskytujú:

- priečne trhliny spôsobené ťahovým napätím zvýšenými účinkami zaťaženia alebo nevhodnými tvarom klenby nerešpektujúcemu priebehu tlakovej čiary, čím dochádza k pretvoreniu tvaru klenby pri premiestňovaní tlakovej čiary s tendenciou vytvárania kĺbov,
- pozdĺžne trhliny spôsobené zvýšenými statickými, dynamickými účinkami a vodorovnými silami ako napríklad sú bočné rázy pri nedostatočnej zemnej presypávke nad klenbou následkom čoho nespôsobujú rozdelenie časti klenby v priečnom smere,
- trhliny medzi bočnou stenou a klenbou spôsobené náhlou zmenou tuhosti na okraji klenby pri pevnom spojení bočnej stienky a klenby, alebo pri veľkom bočnom tlaku na bočné stienky,
- opotrebenie materiálu vplyvom zmien teploty, vlhkosti a agresívneho prostredia, čím dochádza k tvorbe výkvetov, kvapľov, roztváraní maltových škár, vypadávaní zvetranej malty a pod.,
- vypadávanie jednotlivých kameňov alebo tehál klenby spôsobené prekročením určitého stupňa porušenia spojovacej malty medzi kameňmi alebo tehľami v kombinácii s účinkami pohyblivého zaťaženia. Vypadávanie kameňov alebo tehál klenby môže spôsobiť zrútenie klenbových mostov pretože znižujú jej tuhosť a odolnosť [3, 4].

5. Aktuálna prax s posudzovaním oblúkov

Posudzovanie murovaných oblúkových železničných mostov je náročná úloha, pretože neexistuje všeobecne uznávaný a spoľahlivý postup hodnotenia konštrukcie. Konštrukčné správanie murovaných oblúkov závisí od viacerých parametrov, ale je málo skúseností s vplyvom zmien týchto parametrov a murované oblúky majú vnútorné prvky, ktoré je mimoriadne ťažké preskúmať.

Na posúdenie murovaných oblúkových mostov je dostupných niekoľko metód. Patria sem jednoduché konzervatívne metódy (ako je MEXE) a nedávno vyvinuté počítačové metódy (ako sú úpravy metódy mechanizmov a FEM systémov). Konzervatívne metódy okrem svojich konkrétnych obmedzení často podceňujú únosnosť, čo môže viesť k ne hospodárnym alebo zbytočným zmierňujúcim opatreniam na údržbu alebo výmenu mostov. Naopak, použitiu sofistikovaných nových výpočtových metód vo všeobecnosti bránia ťažkosti so zabezpečením vstupných parametrov alebo zdĺhavé spracovanie údajov.

Kód UIC 778-3R1 [2] poskytuje pokyny na používanie najrozšírenejšej približnej metódy MEXE. Skúsenosti ukazujú, že vo veľkom počte situácií metóda vážne podhodnocuje skutočnú odolnosť mostov. Na druhej strane v niektorých iných prípadoch sa zistilo, že MEXE poskytuje nekonzervatívne výsledky. Metóda sa vo všeobecnosti používa ako prvé sito na prvotné posúdenie a predbežné stanovenie odolnosti. Keďže MEXE môže poskytnúť nespoľahlivé a vysoko konzervatívne hodnoty odolnosti murovaných oblúkov, niektoré železničné správy navrhli úpravy metódy s cieľom dosiahnuť lepšiu zhodu s ich skúsenosťami [1].

6. Experimentálne merania v laboratóriu

Zámerom merania v laboratórnych podmienkach je zistiť skutočné pôsobenie klenbových mostov s vplyvom bočných stienok a bez ich vplyvu - budú vystavané a odskúšané dve klenby bez stienok a dve klenby so stenkami.



a) Úložná lavica



b) Vymurovaná tehlová klenba

Obr. 1 Príprava vzoriek experimentálnych murovaných klenieb [5]

Analyzované murované tehlové klenby sa vybudujú na oceľových úložných laviciach (obr. 1a), ktorých tvar a konštrukčné riešenie nahradí spodnú stavbu klenbových mostov a vyhovuje priestorovým podmienkam skúšobného laboratória. Klenba zobrazená na obr. 1b bude zaťažená vo vrchole osovou silou a bude zároveň slúžiť na otestovanie merania napätia v klenbe prostredníctvom zabudovaných strunových tenzometrov v betónových blokoch (pevnosť betónu približne odpovedá kvalite použitého murovacieho prvku) umiestnených v päte a $\frac{1}{4}$ klenby. Experiment bude prebiehať až v decembri 2023, takže zatiaľ sú k dispozícii numerické simulácie v programe ATENA na 2D výpočtových modeloch.

7. Záver

Príspevok prezentuje výsledky rozborovej štúdie s cieľom zmapovať aktuálny stav oblúkových mostov v prevádzke na ŽSR. Opisuje súčasné možnosti využitia diagnostických metód, metódy merania pevnostných charakteristík, šírky trhlín, statické zaťažovacie skúšky na klenbových tehlách z tehál alebo kameňa. V rámci dlhodobej spolupráce VVÚŽ ŽSR s KSKM, Stavebnej fakulty, Žilinskej univerzity v Žiline je pripravovaný laboratórny experimentálny výskum zameraný na murované klenbové mosty z tehál klasického formátu, ktorý bude slúžiť na hlbšiu analýzu skutočného pôsobenia týchto typov mostov v železničnej prevádzke.

Podakovanie

Tento článok vznikol za finančnej podpory Grantovej agentúry VEGA SR v rámci riešenia úloh 1/0306/21 a 1/0048/22.

Literatúra

- [1] Urban, Z.: Investigation, Assessment and Lifetime Expectancy of Masonry Arch Railway Bridges. 12th North American Masonry Conference Masonry: Science – Craft – Art, Denver, Colorado May 17 – 20, 2015, pp. 9
- [2] UIC CODE 778-3 R: Recommendations for the inspection, assessment and maintenance of masonry arch bridges, 2nd edn. UIC (2011).
- [3] KOTULA, P., – KRIDLÁ, O. Masonry Arch Bridges in Long-Term Operation on Slovak Railway Network. EUROSTRUCT 2021: Proceedings of the 1st Conference of the European Association on Quality Control of Bridges and Structures, pp 102–107. ISBN 978-3-030-91876-7. DOI: 10.1007/978-3-030-91877-4_12.
- [4] ŽSR TS 5: Správa mostných objektov. ŽSR, Bratislava (2020).
- [5] Kridla, O.: Skutočné pôsobenie klenbových objektov, PDP, Žilina 2023
- [6] Revízne správy mostov ŽSR

PORUCHY PREFABRIKOVANEJ TERASY PANELOVÉHO BYTOVÉHO DOMU V PETRŽALKE

Ludmila Kormošová¹

Lucia Majtánová²

Abstrakt

Príspevok je venovaný opisu porúch terasy panelového bytového domu v mestskej časti Bratislave – Petržalke. Riešená terasa je súčasť komplexu existujúcich bytových panelových domov. Slúži ako prístupová komunikácia pre obyvateľov a rôzne prevádzky nachádzajúcich sa v bytových domoch. Nosná konštrukcia terasy je tvorená stĺpmi s osovou vzdialenosťou 6,0 m v priečnom aj v pozdĺžnom smere. Na stĺpoch sú v pozdĺžnom smere uložené prefabrikované prievlaky a na ne sa v priečnom smere ukladajú stropné panely Spiroll. Terasa mala dlhé roky zanedbanú údržbu, čo sa odzrkadlilo na jej súčasnom stave. Cieľom príspevku je zosumarizovať najčastejšie a najzávažnejšie poruchy, s ktorými sa môžeme stretnúť pri všetkých terasách, kde je dlhodobo zanedbávaná údržba.

Úvod

Predmetom príspevku je opis a priblíženie stavu nosnej konštrukcie terasy panelového bytového domu. Počas pasportizácie sa zisťovali jednotlivé poruchy na nosnej konštrukcii a stanovil sa ich rozsah a závažnosť. Cieľom zistenia stavu terasy je návrh na rekonštrukciu a výpočet zaťažiteľnosti. V rámci pasportizácie porúch sa na vybraných prvkoch nedeštruktívnymi skúškami merali vlastnosti betónu, nedeštruktívnymi sa zisťovala delaminácia výstuže. V príspevku sú vybrané a popísané najčastejšie poruchy terasy, ku ktorým môže dôjsť v dôsledku zanedbania údržby.

Popis nosnej konštrukcie terasy

Nosná konštrukcia terasy je v priečnom aj pozdĺžnom smere tvorená montovaným skeletom s rozponom 6 m. Terasa má celkovo 8 dilatačných celkov s rozdielnymi dĺžkami. Nosné stĺpy skeletu majú rozmer 390 x 390 mm a v pozdĺžnom smere je na ne uložený prefabrikovaný prievlak. Prievlaky majú rozmery 600 x 450 mm s ozubom 100 x 175 mm na uloženie predpäťých panelov Spiroll, ktoré tvoria nosnú konštrukciu stropu. Dilatačné celky uzatvárajú krajné nosníky so šírkou 390 mm, respektíve zvarené oceľové nosníky v krajných dilatačných celkoch terasy. V rohových dilatačných celkoch sú stropy riešené ako monolitické železobetónové kombinované so Spirollmi v krajných (rovných) častiach podľa Obr. 1 (vľavo).

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

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

Na terase je umiestnené masívne betónové zábradlie. Zábradlie je len voľne uložené na pochôdznej časti terasy z voľnej strany a nie je s konštrukciou prepojené (Obr. 1 vpravo). Bližšie podrobnosti zakladania konštrukcie terasy nie sú známe.



Obr. 1 Monolitickú časť stropu v rohových dilatačných celkoch vľavo a betónové zábradlie vpravo

Vizuálna obhliadka objektu

Pri vizuálnej prehliadke bol zisťovaný a dokumentovaný skutočný celkový stav terasy a vzniknuté poruchy. Počas obhliadky sa zisťovali skutočné rozmery nosných prvkov a poruchy, ktoré na konštrukcii vznikli či už počas výroby, montáže alebo počas prevádzky. Podľa nemeraných hodnôt sa následne vyhotovili výkresy, ktoré slúžili ako podklad na zakreslenie polohy porúch a následný prepočet zaťažiteľnosti. Pôvodná dokumentácia konštrukcie nebola k dispozícii.

Zameranie skutočných rozmerov

Skutočné rozmery nosných prvkov a ich poloha boli merané pomocou metra a laserového meradla. Rovnako sa merali hrúbky pochôdznych vrstiev terasy. Tie sa merali nivelačným meraním a zameraním na bočnej strane terasy, kde bolo možné jednotlivé vrstvy vizuálne identifikovať. Merania hrúbok vrstiev terasy sa merali na šiestich miestach.

Popis porúch konštrukcie

Z vizuálnej prehliadky bolo možné konštatovať, že zlý stavebno-technický stav sa prejavuje vo väčšej miere na stave priečných nosníkov (na styku dvoch dilatačných celkov), stave stĺpov na voľnej strane terasy a časti vonkajších pozdĺžnych prievlakov, na ktorých sa vo výraznej miere prejavuje vplyv zatekania.

Najzávažnejšími príčinami porúch je nedostatočné odvedenie vody od objektu a rozsiahle zatekanie objektu. Najväčší rozsah poškodenia spôsobeného zatekaním je možné pozorovať v miestach stykov dvoch dilatačných celkov, čo indikuje na poškodenú hydroizoláciu v mieste dilatačnej škáry konštrukcie (Obr. 2).



Obr. 2 Stredná a krajná dilatačná škára

Dôsledkom stekania vody po častiach konštrukcie dochádza ku ich kontaminácii soľami v zimnom období. Zvýšený obsah chloridov následne zvyšuje pravdepodobnosť korózie zabudovanej oceleovej výstuže a spôsobuje postupný rozpad betónu v kombinácii s rozmrazovacími cyklami v zimnom období. Na vodorovných konštrukčných prvkoch sú často viditeľné záclony, vlhké škvrny a inkrustácie (Obr. 3), ktoré vytvárajú korozívne prostredie pre zabudovanú výstuž.



Obr. 3 Vplyv zatekania na konštrukciu

Ďalším problémom vyskytujúcim sa na konštrukcii je nežiadúca vegetácia, ktorá je v priamom styku s nosnou konštrukciou, alebo ktorá priamo vyrastá z konštrukcie (Obr. 4). Koreňový systém môže postupne poškodiť hydroizoláciu a má za následok zatekanie konštrukcie a ďalšie bujnenie vegetácie. Tento jav najvýraznejšie postihol pozdĺžne prievlaky.



Obr. 4 Nežiadúca vegetácia vyrastajúca z voľnej strany terasy

Stropné panely Spiroll sú vo väčšine prípadov v uspokojivom stave. Zvyšná časť panelov vykazuje pozdĺžne trhliny zapríčinené koróziou predpínacej výstuže z dôvodu zatekania a transportu chloridov. V niektorých prípadoch došlo dokonca k pretrhnutiu predpínacej výstuže (Obr. 5).



Obr. 5 Nežiadúca vegetácia vyrastajúca z voľnej strany terasy

Na väčšine železobetónových priečných nosíkoch a časti pozdĺžnych prievlakov dochádza vplyvom korózie k celoplošnej delaminácii krycej vrstvy (Obr. 6). Pozdĺžne prievlaky vo veľkej miere degradovali v dôsledku absentujúceho oplechovania voľnej strany terasy a absentujúceho systému odvodnenia.



Obr. 6 Celoplošná delaminácia krycej vrstvy prievlakov a nosníkov

K výraznej delaminácii krycej vrstvy dochádza aj na vonkajších stĺpoch, tým sa znižuje ich statická únosnosť. Strmene stĺpov vykazujú nízke krytie, lokálne dochádza k úplnému rozpadu betónu a taktiež k rozsiahlej korózii hlavnej nosnej výstuže (Obr. 7 - vľavo). V päte stĺpov je hlavná nosná výstuž privarená na ocel'ovú uholníky a tým je prepojená so základovou konštrukciou. V dôsledku nedostatočného obetónovania spoja nosná výstuž ako aj zvar vykazujú výraznú koróziu. (Obr. 7 - vpravo).



Obr. 7 Delaminácia krycej vrstvy výstuže stĺpa (vľavo)
a korodujúci zvar na kotevné uholníky (vpravo)

Záver

V mestskej časti Bratislava – Petržalka sa nachádza 37 terás [1]. Väčšina z nich je z dôvodu dlhoročne zanedbávanej údržby v havarijnom stave. Za posledné dva roky došlo k výraznému prejavu poškodenia týchto terás, ako napríklad pád betónových múrov prípadne ich naklonenie, na iných došlo k pádu zábradlia schodiska a pod.

Poruchy sú zapríčinené dlhodobým zatekaním, buď cez porušenú hydroizolačnú vrstvu alebo nevhodným odvedením vody z konštrukcie. Zatekaním vznikajú vhodné podmienky pre koróziu betonárskej aj predpínacej výstuže a ocelových častí zábradlia. Pričom aj malé korózne úbytky na lanách predpínacej výstuže majú za následok výrazný pokles predpínacej sily a tým aj únosnosť prierezu. Ďalším problémom je, že na pochôdznej časti terás sa na okraji nachádzajú mohutné betónové zábradlia. Vonkajšie stĺpy a pozdĺžne prievlaky, ktoré sú už oslabené degradáciou betónu a koróziou, sú týmto zábradlím priťažované, čo môže byť nebezpečné pri strate únosnosti daných prvkov.

Na základe podrobnej prehliadky sa zistili typy konštrukčných prvkov riešenej terasy, ich rozmery a stav poškodenia. Vzhľadom na pokročilú koróziu niektorých prvkov bolo možné konštrukciou zaradiť do najhoršieho stavebno – technického stavu, pričom na žiadnych nosných prvkoch neboli v čase obhliadok pozorované nadmerné deformácie, naklonenia ani nedostatočné úložné plochy.

Terasa na Jungmannovej ulici má spolu 539 prvkov, z toho je 19 v havarijnom stave, 78 má výrazne oslabený prierez a dochádza tu lokálne k strate súdržnosti a pri 105 prvkoch začína korodovať výstuž a dochádza k odpadu krycej vrstvy. Aj napriek havarijnému stavu je v tomto prípade možná rekonštrukcia.

Podakovanie

Táto práca vznikla s podporou výskumného projektu VEGA 1/0144/23.

Referencie

[1] <https://www.petrzalka.sk/terasy/>

PORUCHY SCHODISKA PANELOVÉHO BYTOVÉHO DOMU

Róbert Sonnenschein¹

Lucia Majtánová²

Abstrakt

Príspevok je venovaný opisu porúch schodiska panelového bytového domu v mestskej časti Bratislave – Petržalke. Schodisko slúži ako prístupová komunikácia na terasu panelového bytového domu, z ktorej sa možno dostať do bytového domu a rovnako aj do prevádzok, ktoré sa nachádzajú v bytovom dome. Schodisko je vystavené poveternostným vplyvom, a z dôvodu zanedbanej údržby vykazovalo v čase obhliadky poruchy, ktoré ohrozovali jeho životnosť a bezpečné používanie. Príspevok sa zaoberá diagnostikou porúch a návrhom sanácie schodiska.

Úvod

Predmetom príspevku je opis konštrukcie schodiska, priblíženie stavu a opis porúch schodiska. Počas pasportizácie sa zisťovali jednotlivé poruchy na nosnej konštrukcii a stanovil sa ich rozsah a závažnosť. Cieľom zistenia stavu a diagnostika schodiska bol návrh sanácie. V rámci pasportizácie porúch sa na vybraných miestach merali vlastnosti betónu nedeštruktívnymi skúškami.

Popis nosnej konštrukcie terasy

Schodisko je realizované ako železobetónové doskové dvojramenné s jedným odpočívadlom. Schodisko je podopierané pod prvým stupňom nástupného ramena, v mieste medzipodesty zakrivenou stenou, na ktorej je schodiskový nosník a na konci výstupného ramena v napojení na terasu (Obr. 1).

Nášľapnú vrstvu schodiska tvorí kamenný obklad a na výstupnej podeste asfalt. Zakrivená stena, ktorá podopiera schodisko v úrovni medzipodesty, má hrúbku 300 mm a je z pohľadového betónu. Reliéfna pohľadová úprava na vonkajšom oblúku je hĺbky 30 mm a šírky 60 mm. Schodisko má 28 stupňov, v každom ramene je 14 stupňov. Výška stupňa je približne 150 mm a šírka 310 mm. Hrúbka nosnej dosky schodiskových ramien je 300 mm. Medzipodesta má premennú hrúbku od 300 mm v mieste podopretia po 150 mm na voľnom okraji.

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

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



Obr. 1 Celkový pohľad na schodisko

Vizuálna obhliadka objektu a stav nosnej konštrukcie

Pri vizuálnej prehliadke bol zisťovaný a dokumentovaný skutočný celkový stav terasy a vzniknuté poruchy. Počas obhliadky sa zisťovali skutočné rozmery nosných prvkov a poruchy, ktoré na konštrukcii vznikli či už počas výroby, montáže alebo počas prevádzky.

Nosná konštrukcia schodiska vykazovala značné poškodenie v podobe odpadnutej betónovej krycej vrstvy výstuže takmer na celej konštrukcii zo spodnej strany. Obnažená spodná výstuž schodiska bola skorodovaná a v mnohých prípadoch bol zostatkový priemer 0 mm. Pôvodná nosná spodná výstuž schodiska bola priemeru 12 mm, v priečnom smere rozdeľovacia priemeru 10 mm.

Schodisko bolo v minulosti neodborne sanované. Konštrukcia schodiska bola presieťkovaná a omietnutá nevhodnou omietkovou zmesou. Táto sanácia nezabránila ďalšej degradácii betónu ani korózii výstuže (Obr. 2), čo viedlo k havarijnému stavu.



Obr. 2 Poškodenie spodnej strany schodiska s korodujúcou výstužou

Na hornej strane schodiska boli viditeľné poškodenia ako kamenného obkladu tak asfaltového povrchu. Zatekajúca voda cez trhliny pôsobila degradačne aj na hornú nosnú časť schodiska. Rozsah poškodení však nebolo možné zistiť kvôli povrchovým vrstvám schodiska.

Podperný stĺp schodiska vykazoval poruchy vo forme odpadnutej krycej vrstvy a korózie výstuže. Na stĺpe bola poškodená reliéfná úprava, ktorá bola na viacerých miestach uvoľnená od stĺpa. (Obr. 3)



Obr. 3 Poškodenie podperného stĺpa a spodnej plochy schodiska

V rámci obhliadky bolo vykonané meranie pevnosti betónovej konštrukcie pomocou Schmidtového tvrdomeru N. Pri hodnotení aktuálnej pevnosti sa uvažoval vzhľadom na prostredie, v ktorom sa konštrukcia nachádza, stupeň karbonatácie redukčným súčiniteľom 0,5. Na základe meraní z Tab. 1 bola určená trieda betónu podperného stĺpa C16/20 a schodiska C12/15.

Tab. 1 Vyhodnotenie meraní Schmidovým tvrdomerom

Označenie prvku		Stĺp		Schodisková doska	
Označenie miesta merania		1	2	3	4
Smer odskoku		→	→	↑	↑
Namerané hodnoty odskoku	1	42	34	38	36
	2	36	36	34	40
	3	40	38	42	38
	4	41	40	40	35
	5	38	40	37	40
Priemerný odskok D		39,40	37,60	38,20	37,8
Horný limit odskoku 1,2xD		47,28	45,12	45,84	45,36
Horný limit odskoku 0,8xD		31,52	30,08	30,56	30,24
Pevnosť informatívna MPa		51,2	47,8	41,2	40,4
Upresňujúci súčiniteľ alfa		0,500	0,500	0,500	0,500
Upresnená pev. $f_{c, cu}$ MPa		25,6	23,9	20,6	20,2
Valcová pevnosť $f_{c, is}$		19,2	17,9	15,5	15,2
Trieda betónu		C16/20	C16/20	C12/15	C12/15

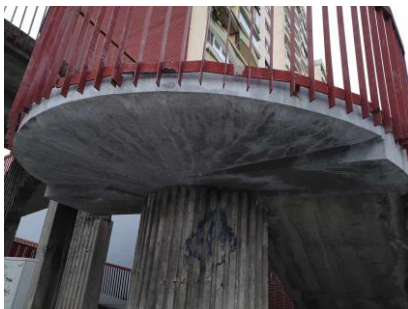
Návrh sanácie schodiska

Schodisko pri jeho návrhu bolo značne predimenzované, preto aj keď bolo výrazne poškodené degradáciou betónu a koróziou výstuže pri spodnom povrch, nevykazovalo značné deformácie. Aj keď výstuž vykazovala značný korózný úbytok, v mnohých miestach bola výstuž skorodovaná úplne, zbytková plocha výstuže bola dostatočná pre prenos zaťaženia.

Návrh sanácie ako prvé obsahoval návrh na odstránenie neprofesionálne vykonanej omietky, ktorou sa mala pravdepodobne ochrániť obnažená výstuž proti korózii. Relatívne náročné podmienky, ktorým je betón týchto konštrukcií vystavený, majú samozrejme vplyv aj na materiály vhodné pre opravu a na ich prepojenie s podkladom. Technologický postup opravy železobetónovej konštrukcie musel byť prispôbený okolitým podmienkam. Toto prispôbenie zahŕňalo voľbu vhodných materiálov, voľbu spôsobu adhézie nových materiálov k podkladu, hrúbku a poradie jednotlivých sanačných vrstiev a samozrejme predprípravu podkladu.

Schodisko po rekonštrukcii

Schodisko bolo zrekonštruované, ktorej kvalita je však na zvážení Obr. 4 a 5.



Obr.4 Pohľad na kruhovú podestu
po rekonštrukcii



Obr. 5 Pohľad na schodiskové
rameno po rekonštrukcii

Záver

Statické posúdenie sa obmedzilo na zistenie potrebných plôch výstuže vzhľadom na okrajové podmienky. Vzhľadom na stav porúch nosných železobetónových konštrukcií bolo potrebné vykonať opravy, ktoré zahŕňali aj doplnenie betonárskej výstuže – rozdeľovacej a prípadne aj hlavnej betonárskej výstuže, ktorej stav sa overí pri odstránení poškodených častí. Dopĺňa sa výstuž, ktorá má po očistení korózný úbytok väčší ako 20% prierezovej plochy. Pri výpočte odolnosti sa vychádzalo zo stavu porušenej nosnej konštrukcie. Nosné prvky v čase diagnostiky ešte spĺňali kritéria odolnosti. Kvalita prevedenej rekonštrukcia schodiska, ktorá prebehla na základe odporúčaní v posudku je otázna. Vzhľadom na stav schodiska krátko po rekonštrukcii je možné predpokladať, že bude v relatívne krátkej dobe nutný ďalší zásah do konštrukcie.

Podakovanie

"Táto práca vznikla s podporou výskumného projektu VEGA č. VEGA 1/0358/23 "Navrhovanie a zosilňovanie betónových konštrukcií s ohľadom na životné prostredie".

VÝZNAMNÉ STAVBY JAPONSKA

Leonard Hobst¹

Abstrakt

Velká územní členitost Japonska, spojená s tím, že jeho území se rozkládá na 4 velkých ostrovech (Honšú, Kjúšú, Šikoku a Hokaido) a dále na několika tisících menších ostrovů klade velké nároky na budování a údržbu komunikačních sítí mezi jednotlivými oblastmi státu. A právě vzájemné propojování jednotlivých ostrovů mosty umožňuje podpořit hospodářský růst v dříve zaostalých oblastech státu. Důležitá je i bezpečnost občanů, neboť za poslední desetiletí se stalo několik lodních havárií, kdy doprava byla zajišťována přívozy.

Ostrov Šikoku byl ostrovem, odděleným od hlavního ostrova Honšú Vniřním mořem. Po dlouhodobých přípravách se podařilo spojit ostrov Šikoku s ostrovem Honšú třemi přemostěními, která vhodně využívají ostrovy „rozseté“ ve Vnitřním moři a kromě převodu tří dálnic se podařilo převést na ostrov i železniční trať a tím ho integrovat do komunikační sítě Japonska. Příroda kladla tomuto propojení různé překážky, které však byly zásluhou japonských stavebních inženýrů úspěšně vyřešeny a mosty, které bylo nutno vybudovat, patří v mnoha ohledech ke světové špičce a v některých ohledech jsou jedinečné.

1. Úvod

Japonské císařství má rozlohu 378 000 km² a táhne se v tzv. „ohnivém kruhu“ u východního pobřeží Asie. Čtyři hlavní ostrovy Japonska, někdy nazývané „domovské“, zabírají 97% státu. Jsou hornaté a táhnou se v délce 3 000 km severojižním směrem. Nachází se zde řada „podnebních pásem“. Ostrovy se nacházejí na styku tří tektonických desek, které způsobují častá zemětřesení o různé intenzitě (až 5 000 za rok) a význačná je i vulkanická činnost a časté jsou i tajfuny od moře. Celkem 127 mil. obyvatel nejsou „horalé“, ale jejich snahou je zůstat v přímořských nížinách, kde ovšem výrazně roste koncentrace obyvatelstva. Pro stavební inženýry klade terén Japonska řadu překážek a výzev, které se jim daří úspěšně zvládat. Japonsko bylo jednou z prvních zemí světa, kde byla vybudována vysokorychlostní železnice – Šinkansen, která dosahuje provozní rychlosti 320 km/hod. První trasa Tokio – Osaka byla otevřena v roce 1964. Železniční síť Japonska měla původně „kapský rozchod“ (1067 mm), který po konci 2. sv. války již nestačil rostoucímu provozu a tak nové

¹ Prof., Ing., CSc., Brf. Čapků 12, CZ-602 00 Brno, leonard.hobst@vut.cz

rychlostní tratě mají „klasický rozchod“ (1435 mm). Má to však vliv na mnohá japonská nádraží, která musí vhodně zakomponovat dva rozchody kolejnic. Nejmenší a nejméně obydlený z domovských ostrovů - Šikoku má rozlohu 18 800 km² a od ostrova Honšú je odděleno Vnitřním mořem, které má délku 450 km a proměnnou šířku 15 až 55 km. Do roku 1988 bylo s ostrovem Honšú spojeno pouze trajekty a leteckými linkami, což omezilo hospodářský rozvoj oblasti. Proto již od 70. let je plánováno propojení obou domovských ostrovů soustavou mostů, které by vhodně využívaly rozsáhlé množství ostrovů Vnitřního moře. Postupně byly navrženy a též realizovány tři gigantické projekty propojení na třech místech ostrova Šikoku (Obr. 1).



Obr. 1 Schématické zobrazení propojení ostrovů Honšú a Šikoku

A - Východní přemostění

Kobe-Awaji-Naruto – převádí dálnici E-28. Celková délka je 89 km a obsahuje 2 mosty. Spojení bylo budováno v letech **1970 -1998**.

B - Střední přemostění

Seto-Ohashi - převádí dálnici E-30 a dvoukolejnou železniční trať Seto-Ohashi Line. Z celkové délky přemostění 37,3 km je plných 20,8 km vedeno po mostech. Šest velkých mostů je propojeno do velkolepého souvislého mostního díla „Great Seto Bridge“ (13,1 km). Výstavba probíhala v letech **1978 - 1988**.

C – Západní přemostění

Nishiseto – převádí dálnici E-76. Délka přemostění je 59,4 km. Trasa je vedena po 10 velkých mostech a 45 menších mostech a prochází několika tunely. Výstavba probíhala v letech **1976 – 1999** (poslední ze všech 3 přemostění).

2. Postup při propojování ostrova Honšú a Šikoku

2.1 Východní přemostění Kobe-Awaji-Naruto

Toto přemostění se zdá nejlogičtější, protože obsahuje „pouze dva mosty“ a velká část přemostění je vedena po velmi protáhlém ostrovu Awaji. Převádí dálnici **E28 Kobe-Awaji-Naruto** na ostrov Šikoku. V předstihu byl vystaven most „Onaruto“ na straně ostrova Šikoku. Jednalo se o visutý most se středním polem o rozpětí 876 m přes mořskou úžinu, což v době výstavby v roce 1985 patřilo k největším rozpětím ve světě. Most byl projektován a vystavěn jako dvoupodlažní, protože se předpokládalo, že tudy povede železniční spojení na ostrov Šikoku. Most se stal turistickou atrakcí, protože leží v úžině mezi Vnitřním mořem a Tichým oceánem a v době přílivu a odlivu zde proudí obrovské masy vody, které tvoří obří víry a jsou pozorovány z dolního patra mostu, které mělo sloužit železnici.

Jako „velký oříšek“ se však jevil druhý most ze strany ostrova Honšú, který měl překonat mořskou úžinu o šířce 4 km. Most Akaši-Kaikjo se nachází v tektonické oblasti a v oblasti tajfunů a tak na jeho konstrukci byly kladeny extrémní nároky (obr. 2). Byl zvolen opět visutý most s pylony o výšce 297 m. Celkové rozpětí je 3 911 m (960+1991+960 m).

Každý z nosných kabelů má hmotnost 25 025 t.

Nosný kabel obsahuje 36 830 patentovaných drátů Ø 5,23 mm, uspořádaných po 127 ks do 290 svazků. Kabel má průměr 1,12 m a délku 4 072 m.

Obrovské jsou i kotevní bloky – každý má kubaturu 230 tis. m³ betonu. Celkem bylo na konstrukce mostu spotřebováno 1,4 mil. m³ betonu. Zatěžkávací zkoušku zažil most před svým dokončením v roce 1995, kdy u města Kobe vzniklo zemětřesení o síle 7,3 Richt. stupnice – most vydržel, pouze hlavní pylony se vzdálily o 1,3 m, což bylo během dokončovacích prací eliminováno. Most byl postaven v letech 1988 až 1998.



Obr. 2 Most Akaši-Kaikjo (délka 4 km)

2.2 Střední přemostění Seto Ohashi

Toto přemostění využívá řady menších ostrůvků Vnitřního moře, které jsou pospojovány mosty. Ty převádí jednak dálnici **E30 Seto-Chuo** a dále v nižší úrovni mostu dvoukolejnou železniční trať **Seto Ohashi Line**, zatím v „kapském rozchodu“, ale je připravena na změnu rozchodu, pokud by měl na ostrov Šikoku jezdit šinkansen. Výstavba tohoto přemostění začala v roce 1978 a byla jako první dokončena v roce 1988.

K významným mostům tohoto úseku patří most, který je na začátku - Shimotsui-Seto, který patří ke klasickým visutým mostům o celkové délce 1447 m (230 + 940 + 230m), který v době výstavby patřil do padesátky největších visutých mostů. Do provozu byl dán v roce 1988.

Za ním následují konstrukčně podobné, zavěšené ocelové mosty Hitsuishijima a Iwagurojima s prakticky stejnými parametry – dva pylony o výšce 148 m, délka mostu 790 m (185 + 420 + 185 m). Oba mosty byly zahájeny v roce 1982 a dány do provozu v roce 1988. Hmotnost použité konstrukční oceli je 38 510 t. Na tyto dva mosty navazuje příhradový spojitý most Yoshima, který má půdorysně výrazný esovitý tvar (obr. 3). Jeho délka je 854,5 m (125 + 137 + 175 + 245 + 165 m). Dokončen byl v r. 1988.

Na most Yoshima navazuje soumostí dvou téměř totožných visutých mostů Kita Bisan-Seto a Minami Bisan-Seto.

Oba mají pylony o výšce 184 m, první z nich má pak rozpětí 1 611 m (274 + 990 + 274 m) a druhý z nich 1 648 m (274 + 1 100 + 274 m) (obr. 4).



Obr. 4 Soumostí Kita Bisan-Seto a Minami



Obr. 3 Soumostí Hitsuishijima, Iwagurojima a Yoshima

Mezi nimi je mohutný kotevní blok, společný pro oba mosty a u druhého z nich je též mohutný kotevní blok u pobřeží, na který navazuje příhradová konstrukce konce mostu.

2.3 Západní přemostění

Přemostění převádí dálnici **E76 Shimanami** mezi městy Onomichi na Honšú a Imabari na Šikoku. Délka přemostění činí 59,4 km. Trasa je vedena opět přes řadu ostrovů po celkem 10 velkých mostech a 45 mostech menších. Je vedena i několika tunely. Mosty začínají od ostrova Šikoku a překonávají úžinu Kurušima – Kakjó o šířce 4 km. Jedná se prakticky o soumostí tří navazujících visutých mostů, které jsou označeny 1. až 3. směrem od severu.



Obr. 5 Třetí z mostů soumostí Kurušima –Kakjó (délka 4,1km)

První most Kurušima –Kakjó má délku 960 m.

Druhý most Kurušima –Kakjó má délku 1515m.

Třetí most Kurušima –Kakjó má délku 1570 m. Druhý a třetí most se v roce 2019 zařadily mezi čtyřicetku největších visutých mostů světa. Mosty jsou „spojeny“ dvěma mezilehlými mohutnými kotevními bloky nosných kabelů. Výstavba mostů byla zahájena v roce 1990 a ukončena jako poslední v roce 1999. (obr. 5)

Zajímavá je konstrukce mostu Tatara, který byl původně plánován jako visutý, ale vzhledem k nutnosti snížit zásahy do okolní přírody (nutnost výstavby kotevních bloků) byla v roce 1989 změněna konstrukce na most zavěšený. V době výstavby (1992 – 1999) se jednalo o



Obr. 6 Zavěšený most Tatara (délka 1 480 m)

5. největší zavěšený most na světě. Jeho délka je 1480 m $((270) + 890 + (320)\text{m})$. Pro stavbu mostu byl použit dvojí materiál. Střední pole je ocelové, krajní pole jsou betonová (Obr. 6).

K nejstarším mostům „Západního přemostění“ patří most Innoshima, který byl vystavěn v letech 1977 až 1983. Byl to první dokončený visutý most tohoto projektu a v době dokončení to byl s délkou středního pole 770 m, nejdelší visutý most v Japonsku (celková délka je 1270 m).

Na informačním centru mostu je zajímavé sdělení, že jako protikoroziční opatření nosného kabelu byl vypracován systém přípravy „suchého vzduchu“, který byl následně vháněn potrubím do pylonu a odtud přibližně do $\frac{1}{4}$ délky kabelu, kde byl prostřednictvím speciální manžety vháněn mezi patentované dráty a následně v nejnižším bodě kabelu a na vrcholu pylonu byl tento vzduch vypouštěn do atmosféry. Podle tohoto sdělení byl tento systém vysušování vnitřku kabelů aplikován na všech visutých mostech spojujících ostrovy Honšú a Šikoku (Obr. 7).



Obr. 7 Visutý most Innoshima (nejstarší most přemostění)

3. Závěr

Ostrov Šikoku tvoří svoji velikostí 18 800 km² pouhých 5 % celkové rozlohy Japonska. Je zajímavé jaké úsilí finanční i intelektuální bylo věnováno tomu, aby tento „domovský“ ostrov byl začleněn do komunikační sítě celého Japonska. Úspěšné vyřešení složitých podmínek, které se při projektování a výstavbě těchto výjimečných mostů vyskytly, svědčí o vysoké odbornosti úrovni projektantů „Země vycházejícího slunce“ (doslovný překlad slova Japonsko). Mnohé z těchto mostů měly v době své výstavby světový primát, buď co se týče délky mostu, nebo konstrukčního řešení.

4. Literatura

Pro zpracování článku byla použita vlastní fotodokumentace, písemné materiály informačních středisek jednotlivých mostů, internetové odkazy na jednotlivé mosty a podrobné písemné materiály Ing. Vlastimila Šrůmy, CSc., MBA organizátora a garanta odborné exkurze do Japonska.

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

DIAGNOSTIKY PREDPÄTÝCH LÁVOK V MESTE PREŠOV

Denis Kopásek¹

Jakub Gašpárek²

Peter Paulík³

Abstrakt

Degradujúci stav mostov na Slovensku z dôvodu starnúcej cestnej infraštruktúry predstavuje výzvu do budúcnosti pre správcov mostných objektov a zároveň pre špecialistov venujúcich sa diagnostikám mostov. Je potrebné vedieť, čo očakávať od týchto konštrukcií v najbližšom období a ako postupovať pri hodnotení ich budúceho správania. Tento článok poskytuje časť z poznatkov získaných počas hlavných prehliadok cestných mostov a lávok pre peších, konkrétne spínaných mostov z tyčových prefabrikátov v Prešove, a zároveň približuje mechanizmus degradácie vybraných mostných objektov.

Úvod

Vzhľadom na všeobecne známy fakt postupnej degradácie mostných objektov na Slovensku (aj vo svete) sa postupne zvyšuje požiadavka na pravidelnú a podrobnú kontrolu jednotlivých mostných objektov. Je všeobecne známe, že degradácia postihuje vybrané typy mostov rýchlejšie a agresívnejšie. Takýmto typom konštrukcie sú konkrétne spínané tyčové prefabrikáty, kde kvalita materiálu a zhotovenia injektážnej hmoty priamo a zásadne ovplyvňuje životnosť takýchto mostov.

Vhodne zhotovená injektáž dokáže v prípade vyskytujúcich sa iných problémov (napríklad zatekanie mostného objektu) výrazne zmierniť postup degradácie, ktorý sa predpokladá v daných podmienkach ako rapídny.

Článok sa primárne venuje mostom zo spínaných segmentových nosníkov vystužených dodatočne predpínacou výstužou.

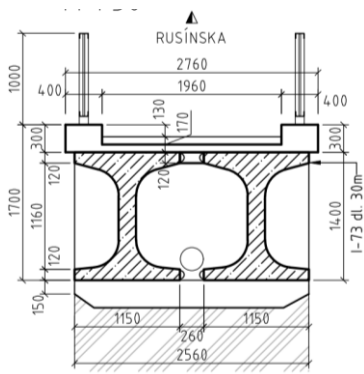
Spínané prefabrikáty I-73

V rámci spínaných prefabrikátov I-73 boli diagnostikované dve lávky ponad železničnú trať v úseku Rusínska – Lesík delostrelcov (Obrázok 1). Oba mosty boli zložené z dvojice nosníkov I-73.

¹Ing., STU Stavebná fakulta, Katedra betónových konštrukcií a mostov,
denis.kopasek@stuba.sk

² Ing., PhD., STU Stavebná fakulta, Katedra betónových konštrukcií a mostov,
jakub.gasperek@stuba.sk

² doc. Ing., PhD., STU Stavebná fakulta, Katedra betónových konštrukcií a mostov,
peter.paulik@stuba.sk



Obrázok 1 Vzorový priečny rez a pohľad na lávku - lávka na úseku Rusínska – Lesík delostrelcov

Typickým poruchovým prejavom tohto typu nosníkov je korózia výstuže dobetonávky, ktorá vzniká z dôvodu korózie ocelových rúr odvodňovačov. Ďalšou typickou poruchou, ktorá signalizovala problém s nosníkmi boli pozdĺžne trhliny, ktoré kopírovali trasovanie káblov v stenách prefabrikátov (Obrázok 3). Po zhotovení prieskumných sond bola odhalená absencia injektážnej hmoty v káblových kanálikoch a z nej vyplývajúca pokročilá korózia predpínacej výstuže.



Obrázok 2 Korózia predpínacích drôtov

Ako možná sa javí teória, že do jednotlivých nezainjektovaných kanálikov presakuje voda, ktorá v období zimy a vplyvom zmrazovacích a rozmrazovacích cyklov produkuje trhliny na stenách prefabrikátu. Navyše táto voda v zimných mesiacoch môže obsahovať rozpustené soli, ktoré ešte násobne urýchľujú koróziu

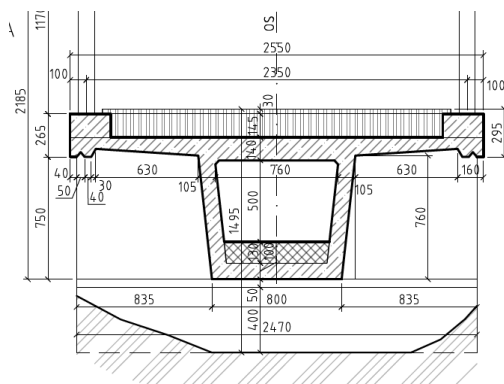
predpínacej výstuže. Z dôvodu korózie predpínacej výstuže, boli obe lávky zaradené do VII. "havarijnej" kategórie podľa stavebno-technického stavu. Jednotlivé objekty boli uzavreté s okamžitou platnosťou. Na železničnej trati nachádzajúcej sa pod lávkami, bolo nariadené obmedzenie rýchlosti prechádzajúcich vlakov. Z dôvodu komplikácií spojených s demoláciou mosta nad železničnou traťou nedošlo k okamžitej demolácii mosta, ale bola zvolená možnosť aktívneho online monitoringu konštrukcie, ktorý umožňuje prevádzkovanie mostného objektu do doby zhotovenia projektovej dokumentácie novej lávky a zároveň umožňuje neprerušenie prejazdu vlakov pod lávkami. Online monitoring škár je doplnený aj sadrovými terčikmi pre potvrdenie prípadných pohybov. Predpokladaný termín demolácie mosta je jar 2024.



Obrázok 3 Trhliny kopírujúce káblové kanáliky

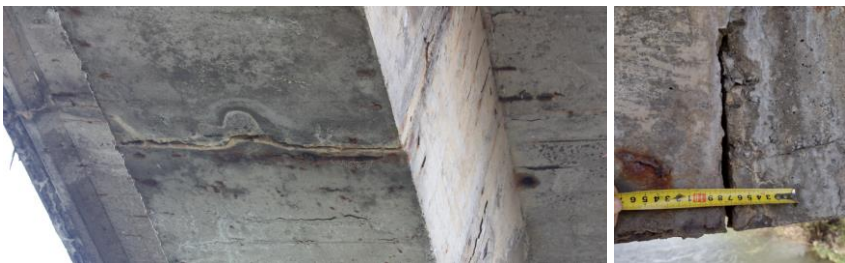
Segmentová prefabrikovaná lávka

Jedná sa o netypickú predpätú konštrukciu spínanú dodatočne z jednotlivých prefabrikovaných komorových dielcov (Obrázok 4). Predpätie je situované v dolnej pásnici betónového profilu.



Obrázok 4 Vzorový priečny rez lávkou - lávka pri Prešovskej univerzite

Diagnostika odhalila problém nosnej konštrukcie, ktorý bol preukázaný roztváraním styčných škár medzi jednotlivými segmentami (Obrázok 5).



Obrázok 5 Otváranie škár medzi segmentami

K roztváraniu škár dochádzalo primárne v strede rozpätia. Za príčinu tohto javu môžeme označiť koróziu predpínacej výstuže (Obrázok 6), ktorá mala za následok zníženie predpätia v priereze a z toho vyplývajúcej straty napätosti pri ťahanom okraji prierezu. To malo za následok prídavné odkrytie predpínacej výstuže, ktoré má za následok ďalšie progresívne korodovanie predpínacej výstuže z titulu expozície výstuže do prostredia.



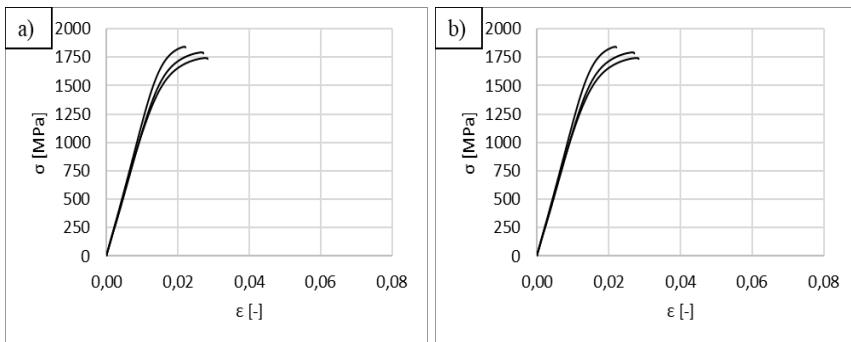
Obrázok 6 Korózia predpínacej výstuže

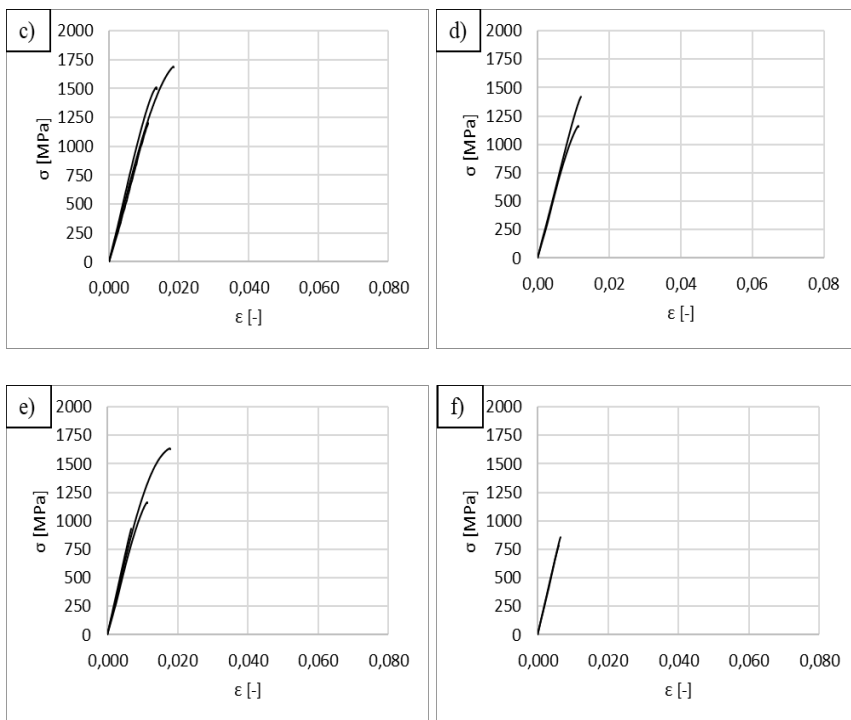
Po podrobnom zhodnotení stavu predpínacej výstuže bola látka zaradená do havarijného stavu a zároveň bola uzavretá s okamžitou platnosťou. Látka bola v roku 2021 zdemolovaná.



Obrázok 7 Pohľad na diagnostikovanú lávku - lávka pri Prešovskej univerzite

Z danej lávky bolo možné získať vzorky predpínacích drôtov, na ktorých došlo k vykonaniu experimentu urýchlenej korózie predpínacej výstuže a následne vykonanej ťahovej skúšky. K danej lávke nebola dostupná pôvodná projektová dokumentácia, takže presné vlastnosti a typ použitej výstuže nie sú známe. Z dosiahnutých výsledkov možno pozorovať správanie predpínacej výstuže pri jednotlivých korozívnych hmotnostných úbytkoch (Obrázok 8). Graf prezentuje vzťah medzi napätím a pomerným pretvorením dosiahnutým pri ťahovej skúške s uvažovaním hmotnostného korozívneho úbytku. Jednotlivé správanie drôtov bolo sledované pre hmotnostný korozívny úbytok 0%, 20%, 30%, 40%, 60% a 80%.



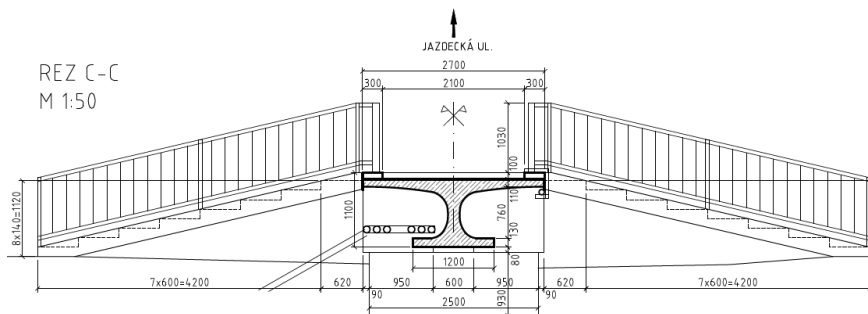


Obrázok 8 Pracovný diagram predpínacej výstuže - hmotnostný korozívny úbytok a)0%, b)20%, c)30, d)40%, e)60%, f)80%

Z diagramu vyplýva, že všetky referenčné vzorky dosiahli pevnosť viac ako 1800MPa. Pracovný diagram predpínacej výstuže potvrdil predpoklad správania predpínacej výstuže a to, že dochádza k postupnej až úplnej eliminácii ťažnej vetvy z dôvodu vytvorenia vrubového efektu, ktorý má za následok náhle porušenie výstuže.

Segmentová lávka z atypických prefabrikátov tvaru T

Jedná sa o lávku na Mukačevskej ulici v meste Prešov. Lávku definuje atypický tvar hlavnej nosnej konštrukcie celkovej dĺžky 39,25m a výšky 1,0m (Obrázok 9).



Obrázok 9 Vzorový priečny rez – lávka na ulici Mukačevská

Nosná konštrukcia vykazuje problémy v miestach pracovných škár (v okolí opôr) (Obrázok 10). Z podrobnej inšpekcie bolo možné pozorovať neúplne injektované predpínacie laná, ktoré javili známky povrchovej korózie. Z titulu chýbajúcej injektáže možno predpínaciu výstuž označiť ako ohrozenú, ak by z rôznych dôvodov došlo k expozícii výstuže voči korozívnym vplyvom, (napríklad posypové soli). Na lávke nebolo zatiaľ možné sledovať nadmerný priehyb.



Obrázok 10 Trhliny medzi segmentami

Lávka bola z dôvodu nezainjektovaných lán a havarijného stavu prístupových schodísk uzavretá po dobu, dokým nedošlo k rekonštrukcii schodísk a pokiaľ nebola dodatočne zhotovená ochranná vrstva predpínacích lán vo forme dodatočnej injektáže.

Trhliny medzi prefabrikátmi sa javia ako stabilné (za sledované časové obdobie nemali rastúcu tendenciu) a ďalšou diagnostikou bolo zistené, že dané trhliny v miestach škár sú technologického charakteru a nevznikli v dôsledku korózie predpätia. Výstup preukazuje iba jemnú povrchovú koróziu a to aj vzhľadom na chýbajúcu injektáž káblových kanálikov.

Záver

Zámerom tohto článku bolo poukázať na problémy, ktoré sa môžu vyskytnúť pri diagnostikách predpätých mostov (lávok). Z vykonaných diagnostík vyplýva, že spínané mosty starej generácie sú náchylné na koróziu predpínacích lán a dôležitou úlohou je v prípade týchto mostov vykonať osobnú prehliadku zameranú na kontrolu styčných škár a detekciu priečných ohybových trhlín. Dôležitým faktom je, že aj v prípade pokročilej korózie predpínacej výstuže a z nej vyplývajúcej výraznej straty únosnosti jednotlivých mostov (lávok) tieto konštrukcie nemusia prejavovať žiadne viditeľné prejavy ako je napríklad nadmerný priehyb alebo rozsiahle trhliny, ale ich únosnosť a životnosť môže byť na hranici.

Vykonaná ťahová skúška naznačuje, že drôty používané v minulosti sú typické krehkým správaním.

Všeobecne známym záverom možno označiť dôležitosť a nutnosť pravidelnej a včasnej kontroly a údržby, ktoré môžu v prípade výskytu porúch na moste, pri včasnom zásahu ušetriť nemalé finančné prostriedky.

Podakovanie

Táto práca vznikla s podporou výskumného projektu VEGA č. VEGA 1/0358/23 "Navrhovanie a zosilňovanie betónových konštrukcií s ohľadom na životné prostredie".

Referencie

- [1] TP 03/2003 Hodnotenie statických dôsledkov porúch mostov z prefabrikovaných nosníkov „Vloššák“. Slovenská správa ciest 2003.
- [2] TP 060/2012 Prehliadky, údržba a opravy cestných komunikácií – mosty. Slovenská správa ciest 2012.
- [3] TP 061/2019 Katalóg porúch mostných objektov na diaľniciach, rýchlostných cestách a cestách I., II. a III. Triedy. Slovenská správa ciest 2019.
- [4] Výkresy tvaru, predpínacej a betonárskej výstuže prefabrikátov I-73.
- [5] STN EN 206+A1 Betón. Špecifikácia, vlastnosti a zhoda.
- [6] Správa z hlavnej prehliadky mostov v meste Prešov. ProPonti s.r.o., 2021
- [7] Správa z hlavnej prehliadky, Lávka ev. č. M-006 pri Prešovskej univerzite ponad rieku Torysa, ProPonti s.r.o., 2021
- [8] Záverečná správa č.: 2021-03-b, Diagnostika lávky pri Mukačevskej ulici objekt M-003, ProPonti s.r.o., 2021
- [9] Správa z hlavnej prehliadky, Lávka ev. č. M-023 nad železničnou traťou v smere Rusínska – Lesík delostrelcov, ProPonti s.r.o., 2021
- [10] Správa z hlavnej prehliadky, Lávka ev. č. M-022 nad železničnou traťou v smere Rusínska – Lesík delostrelcov, ProPonti s.r.o., 2021

DIAGNOSTIKA A REKONŠTRUKCIA CESTNÉHO MOSTA V JAKUBOVE

Jakub Gašpárek¹

Peter Paulík²

Jaroslav Halvoník³

Viktor Borzovič⁴

Peter Havlíček⁵

Denis Kopásek⁶

Abstrakt

Na konci roka 2022 bola realizovaná diagnostika cestného mosta M7277 cez potok Malina v Jakubove z dôvodu veľmi zlého stavebnotechnického stavu mosta. Ide o trojpoľový most, ktorého horná stavba pozostáva z tyčových prefabrikátov Hájek výšky 400 mm (krajné polia) a 450 mm (stredné pole), ktoré sú zmonolitnené nadbetonávkou. Diagnostika mosta objavila výrazné štrukturálne nedostatky a poškodenia, naakumulované za približne 60 rokov prevádzky mosta. Na základe zistených skutočností a po prepočte zaťažiteľnosti, ktorý bral do úvahy naakumulované poškodenia hornej stavby sa dospelo k záveru, že bude potrebné vymeniť hornú stavbu mosta pri zachovaní spodnej stavby. V rámci príspevku sú stručne popísané poznatky z diagnostiky a popis rekonštrukcie mosta.

1 Stav hornej a spodnej stavby mosta

Horná stavba mosta na prvý pohľad vykazovala znaky výrazného zatekania (obrázok 1.1). Príčina zatekania spočívala v atypickom odvodnení mosta, ktoré bolo realizované vyústením horizontálnych odvodňovacích rúr z bočnej strany pod rímsami (odvodnenie hydroizolácie) a cez rímasy (odvodnenie vozovky) pri súčasnom jednostrannom spáde celej hornej stavby mosta a vozovky ku rúram (obrázok 1.2). Voda, ktorá prenikla na jednostranne vyspádovanú hydroizoláciu

¹ Ing., PhD., Katedra betónových konštrukcií a mostov, STU SvF Radlinského 11, 81005 Bratislava

² Doc., Ing., PhD., Katedra betónových konštrukcií a mostov, STU SvF Radlinského 11, 81005 Bratislava

³ prof., Ing., PhD., Katedra betónových konštrukcií a mostov, STU SvF Radlinského 11, 81005 Bratislava

⁴ Doc., Ing., PhD., Katedra betónových konštrukcií a mostov, STU SvF Radlinského 11, 81005 Bratislava

⁵ Ing., PhD., ProPonti s.r.o., Pomlejská 1759/60A, 93101 Šamorín

⁶ Ing., Katedra betónových konštrukcií a mostov, STU SvF Radlinského 11, 81005 Bratislava

a vozovku, odtekala nielen do rúr ale aj mimo nich, priamo po krajných nosníkoch (obrázok 1.2). V dôsledku problematického detailu dochádzalo v priebehu prevádzky mosta ku progresívnemu zasol'ovaniu krajných nosníkov, ku vzniku pridružených sekundárnych chýb, ako je rozpad časti nadbetonávky nad krajnými nosníkmi čo neskôr viedlo až ku úplnému zatekaniu niekoľkých nosníkov z kraja mosta. Následkom zatekania dochádza ku rozsiahlej korózií pozdĺžnej výstuže krajných dvoch prefabrikátov (krytie výstuže 15 až 20mm) s následnou úplnou stratou súdržnosti a delamináciou celej krycej vrstvy. Na prvý pohľad zvyšné prefabrikáty nejavili známky výraznej degradácie. Pri realizácii drážok na zistenie počtu a priemeru výstuží, bolo zistené, že korózia výstuže nastáva aj na nosníkoch v strednej časti mosta a to skryto pod krycou vrstvou ako dokumentuje trhlinka a stav výstuže na obrázku 1.3. Výstuž prefabrikátov postupne koróziou stráca súdržnosť s betón. Dôvodom môže byť kombinácia nízkeho krytia a nadmerných koncentrácií chloridov v betóne, ktoré sa získali laboratórnou analýzou na základe odobratých vzoriek. Vo všetkých vzorkách boli koncentrácie chloridov nad hranicou akceptovateľnosti podľa platnej normy [1] a predpisov [2] pre železobetón. Laboratórnú analýzu realizovala Bratislavská pobočka Technického a skúšobného ústavu stavebného (TSÚS).



Obrázok 1.1: Pohľad na most M7277 cez potok Malina v Jakubove.



Obrázok 1.2: Problematicky riešené odvodnenie mosta.



Obrázok 1.3: Delaminácia krycej vrstvy objavená v drážke.

2 Diagnostika mosta – zrealizované merania

Diagnostika mosta bola realizovaná komplexne v rozsahu, aby bolo možné zistiť zostatkovú životnosť ako aj aktuálnu zaťažiteľnosť mosta. Realizovali sa nedeštruktívne skúšky pevnosti betónu použitím Schmidtovho tvrdomeru typu N na zbrúsenom povrchu, zisťovala sa orientačná hĺbka karbonatizácie betónu prostredníctvom postupného navŕtavania s použitím 1,0% fenolftaleínového indikátora, odoberali sa vzorky chloridov, zisťovalo sa vystuženie nosníkov v drážkach a vykonala sa kontrolná nivelácia na zistenie priehybu jednotlivých prefabrikátov.

3 Výsledky skúšok

Získané pevnosti betónov z nedeštruktívnych meraní dokumentuje tabuľka 3.1. Pevnosti betónov v druhom stĺpci tabuľky 3.1 sú priemerné získané a podľa normy [3] prepočítané pevnosti zo sady minimálne 10-tich platných odrazov, na zbrúsenej ploche na rôznych miestach na povrchu. Získané pevnosti boli použité v prepočtoch zaťažiteľnosti kde sa pre nosníky uvažovala pevnostná trieda betónu C35/45.

Výsledky obsahu chloridov dokumentuje tabuľka 3.2 a na základe získaných koncentrácií sú nosníky lokálne výrazne kontaminované chloridmi čo by skomplikovalo akúkoľvek ďalšiu údržbu hornej stavby mosta z pohľadu trvalej udržateľnosti riešenia rekonštrukcie.

Hĺbka karbonatizácie nosníkov je z bočnej strany na zatečených miestach podľa obrázka 3.1 okolo 5 mm (vlhšie miesta) a so spodnej strany dosahuje hĺbky zabudovanej výstuže (suchšie miesta). V prípade spodnej stavby dosahuje v priemere do 25 mm na oporách a do 10 mm na pilieroch. Tie sú ošetrené hrubou

vrstvou omietky, ktorá s najväčšou pravdepodobnosťou spomaľuje prienik CO₂ do betónu.

Tabuľka 3.1: Výsledky z tvrdomerných skúšok betónu.

	Prepočet na priemernú kockovú pevnosť (MPa)	Prepočet na charakteristickú kockovú pevnosť (MPa)	Zatriedenie betónu
Pilier č. 2	47,0	39,0	C 30/37
Pilier č. 3	40,7	32,7	C 25/30
	50,2	42,2	C 30/37
Opора č. 1	47,7	39,7	C 30/37
	47,6	39,6	C 30/37
Opора č. 2	41,9	33,9	C 25/30
Nosníky	59,9	51,9	C 40/50
	54,2	46,2	C 35/45
	60,9	52,9	C40/50
	56,6	48,6	C 35/45

Tabuľka 3.2: Lab. výsledky obsahu chloridov v odobratých vzorkách betónov [4].

Označenie miesta odberu vzorky	Identifikácia miesta/rozsah zatečenia	Hĺbka od povrchu betónu (mm)	Obsah chloridov z hmotnosti betónu (%)	Obsah chloridov z hmotnosti cementu (%)
CL1	Nosník/málo zatečený	10	0,06	0,41
CL2	Nosník/mokrý	10	0,36	2,47
CL3	Nosník/málo zatečený	10	0,06	0,41



Obrázok 3.1: Hĺbka karbonatizácie betónu.

Nosníky Hájek dl. 7,0 m s výškou 400 mm (v krajných poliach) a dl. 8,1 m s výškou 450 mm (v strednom poli) sú podľa obrázka 3.2 vystužené výstužami typu ROXOR z nich niektoré v krajných častiach nosníka prebiehajú ku hornému okraju ako šikmé ohyby. Bolo zistené rôzne vystuženie krajných a stredných nosníkov, ktoré

sa líšili v počtoch jednotlivých výstuží. Počas meraní sa získali aj korózne úbytky, ktoré dosahovali na krajných nosníkoch až 25% úbytku z plochy výstuže.

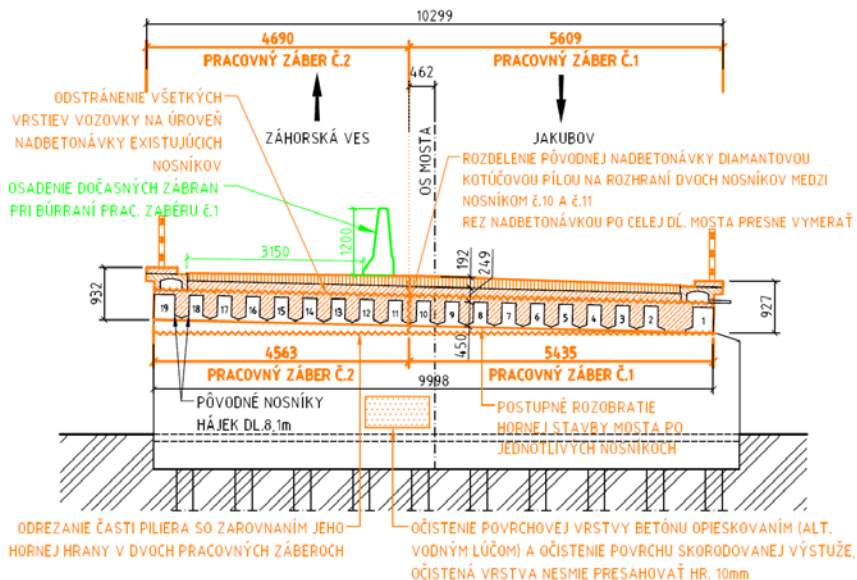


Obrázok 3.2: Vystuženie prefabrikátov Hájek

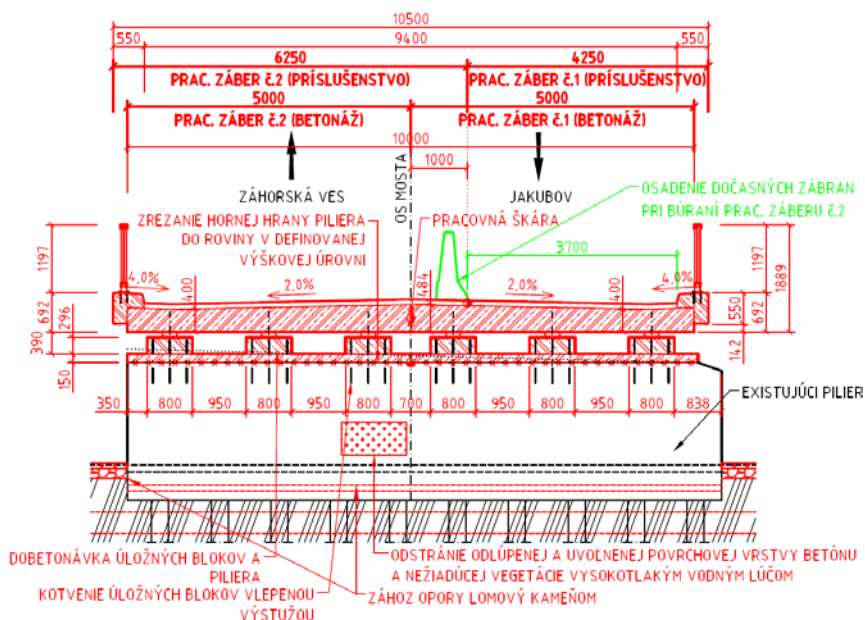
4 Rekonštrukcia mosta

Na základe výsledkov z prepočtu zaťažiteľnosti a po zohľadnení množstva finančných prostriedkov, potrebných na opravu a údržbu poškodennej hornej stavby mosta sa dospelo k názoru, že je ekonomickejšie a trvale udržateľnejšie hornú stavbu mosta vymeniť. Z dôvodu, že sa jedná o cestný most, ktorého uzavretím by vznikli výrazné obchádzky a komplikácie pre miestnych obyvateľov Jakubova, realizovaná rekonštrukcia hornej a spodnej stavby je navrhnutá v dvoch etapách. Dvoj-etapové búranie a budovanie novej hornej stavby mosta zabezpečilo, že vždy na moste vznikol jednosmerný koridor pre vozidlá.

Búranie pôvodnej hornej stavby mosta sa realizuje postupným rozoberaním po nosníkoch podľa schémy na obrázku 4.1. Zostatková časť hornej stavby je opatrená dočasným betónovým zvodidlom a slúži pre účely bezpečného prevedenia dopravy po moste. Pôvodné úložné prahy pilierov a opôr bolo potrebné zrezať do roviny v definovanej výškovej úrovni, tak aby niveleta pôvodnej vozovky bola totožná s niveletou zrekonštruovanej hornej stavby. Takýmto spôsobom sa do istej miery eliminujú problémy s napojením novej vozovky mosta na existujúcu vozovku cesty II/503. Povrchy pilierov a opôr sa očistia od uvoľnených častí betónu a omietok. Horné zrezané hrany sa nadbetónujú do novej výškovej úrovne a zvyšné povrchy sa reprofiliujú sanačnými hmotami. Kotvenie nadbetónávky do pôvodnej spodnej stavby je zabezpečené prostredníctvom dodatočne vleповanej výstuže na chemickú kotvu. V mieste pracovných škár medzi jednotlivými pracovnými zábermi nadbetónávky spodnej stavby bolo potrebné vytvoriť šmykové zámky vhodným tvarovaním výstuže z dôvodu veľmi tesných pomerov medzi nezbúranou časťou mosta a novo budovanými konštrukciami. Po osadení a podliatí ložísk do definovanej výškovej úrovne na nové náliatky pilierov (všesmerné elastomérové výšky 60 mm) a nové úložné prahy opôr (všesmerné elastomérové výšky 71 mm) sa bude realizovať betonáž mostovkovej dosky prvého pracovného záberu podľa schémy na obrázku 4.2. Rovnako ako v prípade nadbetónávky opôr a pilierov, z dôvodu nemožnosti stykovania výstuže dosky, boli v pracovnej škáre navrhnuté šmykové zámky, vhodným tvarovaním výstuže a bočnej hrany dosky.



Obrázok 4.1: Schéma realizovaných búracích prác – priečný rez pri pilieri.



Obrázok 4.2: Schéma rekonštrukcie – priečný rez pri pilieri.

Po zrealizovaní mostného zvršku a po prevedení dopravy na novo vybudovanú konštrukciu sa pristúpi k rozobratiu zvyšnej časti existujúcej hornej stavby a ku úpravám spodnej stavby v pracovnom zábere č.2.

Z dôvodu čiastočného podmytia pilierov s obnažením pilót na oboch pilieroch, bude potrebné realizovať aj úpravu koryta v bezprostrednom okolí pilierov. Dno koryta sa upraví ťažkým záhozom z lomového kameňa (do 200 kg), ktorý sa preštrkuje makadamom frakcie 32-150 mm, tak aby sa zachoval pôvodný tvar koryta. Takéto riešenie by malo zabrániť ďalšiemu progresívnemu obnažovaniu pilót oboch stenových pilierov.

V súčasnej dobe prebiehajú práce na prvom pracovnom zábere (obrázok 4.3). Horná stavba je v tomto mieste odstránená. Piliere a opory sú zrezané, pripravuje sa betonáž nadbetonávky opôr a pilierov v prvom pracovnom zábere. Do konca roka sa predbežne očakáva dokončenie prvej polovice mosta.



Obrázok 4.3: Aktuálna situácia na stavenisku (október 2023).

5 Záver

Dlhodobé ignorovanie problematických detailov, porúch a zatekania konštrukčných častí mostov má výrazný vplyv na životnosť mostov. Pravidelné prehliadky mostov majú za cieľ zistiť lokálne defekty a nedostatky a odhaliť problematické, prípadne nefungujúce detaily, ktoré musí údržba v čo najkratšom čase komplexne odstrániť. Ignorovaním chýb, respektíve opravou len ich sekundárnych prejavov, je konštrukcia udržiavaná a prevádzkovaná na dlh, ktorý je potrebný drahá splatiť často ešte pred plánovaným koncom životnosti a to veľakrát až vo forme zbúrania a postavenia novej konštrukcie. Takýmto príkladom je most M7277 v Jakubove, ktorý bol dlhodobo prevádzkovaný so zjavnými vadami a nedostatkami na odvodňovacom systéme. V priebehu životnosti došlo vplyvom zatekania ku progresívnemu zasoleniu hornej stavby. Soli v betóne výrazným spôsobom akcelerovali koróziu výstuže najviac exponovaných krajných nosníkov

čím došlo ku oslabeniu nosnej ťahanej a šmykovej výstuže. Z hľadiska zostatkovej zaťažiteľnosti a trvalej udržateľnosti prípadnej rekonštrukcie pôvodnej hornej stavby, bolo rozhodnuté hornú stavbu úplne vymeniť pri zachovaní pôvodnej spodnej stavby.

Pod'akovanie

Táto práca vznikla s podporou výskumného projektu VEGA č. VEGA 1/0358/23 "Navrhovanie a zosilňovanie betónových konštrukcií s ohľadom na životné prostredie".

Použitá literatúra

- [1] STN EN 206+A2: 2021, *Betón. Špecifikácia, vlastnosti, výroba a zhoda*.
- [2] Slovenská správa ciest, "TP 003: Prognózovanie vplyvu porúch na zaťažiteľnosť mostov a stanovenie zostatkovej životnosti mostov. Slovenská správa ciest," Bratislava, 2002. [Online]. Available: https://www.ssc.sk/files/documents/technicke-predpisy/tp/tp_003.pdf.
- [3] STN 73 1373, *Tvrdomerné metódy skúšania betónu*.
- [4] STN EN 196-2, *Metódy skúšania cementu. Časť 2. Chemický rozbor cementu*.
- [5] Paulík P., Gašpárek J.: *Správa z diagnostiky mosta M7277 v Jakubove*. Katedra betónových konštrukcií a mostov, STU SvF Bratislava, 2022.

MERANIE KORÓZNYCH ÚBYTKOV BETONÁRSKEJ VÝSTUŽE NA KORÓZNYCH STANICIACH

Peter Koteš¹
Michal Zahuranec²
Jozef Prokop³

Abstrakt

Korózia betonárskej výstuže je fenomén, ktorý ovplyvňuje nielen trvanlivosť a použiteľnosť samotnej železobetónovej konštrukcie, ale aj ekonomiku krajín. V mnohých prípadoch musia byť konštrukcie a mosty v dôsledku korózie výstuže opravované alebo rekonštruované. V extrémnych prípadoch, keď sa zanedbá údržba, je potrebné konštrukcie úplne vymeniť za nové, aj keď nie je dosiahnutá ich plánovaná životnosť – nestačí ich zosilniť, pretože to môže byť ekonomicky neefektívne. Korózia výstuže spôsobuje predovšetkým zníženie odolnosti nosných prvkov zmenšením plochy priečneho rezu výstuže. Z tohto dôvodu je potrebné poznať rýchlosť korózie v čase v závislosti od prostredia, v ktorom sa prvok nachádza. Príspevok je zameraný na experimentálne merania korózných úbytkov na vzorkách výstuže pomocou meraní na korózných staniciach. V rámci experimentálnych meraní sa na meracích staniciach a mostoch v rôznych agresívnych prostrediach sledujú rýchlosti korózie na výstužniciach štyroch priemerov (priemery 6, 10, 14 a 25 mm) z ocele triedy B 500B.

1. Úvod

Existuje mnoho faktorov, ktoré znižujú spoľahlivosť konštrukcií a mostov, ako je sadnutie základov, preťaženie konštrukcie, mimoriadne poruchy, korózia, nadmerné priehyby atď. [1]. Každý typ budovy alebo inžinierskych stavieb môže byť vystavený niektorým z týchto faktorov, vrátane klimatických podmienok. Spoľahlivosť je schopnosť konštrukcie alebo jej prvku spĺňať stanovené požiadavky počas životnosti, na ktorú bola navrhnutá. Spoľahlivosť zahŕňa bezpečnosť, použiteľnosť a životnosť konštrukcie [2-3]. Klimatické podmienky sú definované ako dlhodobo prevládajúce poveternostné podmienky a dlhodobými sa rozumie obdobie viac ako jeden rok.

Korózia je jedným z faktorov, ktorý môže skrátiť projektovanú životnosť (t. j. zvyškovú životnosť) konštrukcií/mostov a zvýšiť riziko ich zlyhania [4-6]. Klimatické parametre a znečistenie ovzdušia majú veľký vplyv na degradáciu stavebných materiálov, ako sú železobetónové alebo predpäté betónové

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

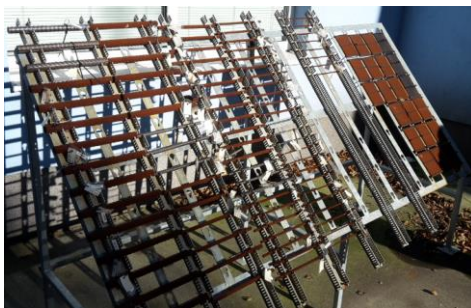
² Ing., Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina

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

konštrukcie alebo mosty [7-8]. Korózia spôsobuje vznik trhlín v betóne, odpadávanie krycej vrstvy pretože znižuje súdržnosť medzi výstužou a betónom a hlavne znižuje priečny rez výstuže. Z hľadiska overovania konštrukcií a mostov je veľmi dôležité poznať korózný model a koróznú rýchlosť r_{corr} . Článok prezentuje výsledky experimentálnych meraní korózných rýchlostí r_{corr} pomocou meraní na koróznej stanici v teréne.

2. Meranie korózných úbytkov

Z hľadiska hodnotenia ŽB prvkov je dôležité poznať korózný model výstuže v čase a určiť hodnoty korózných úbytkov. Účinky korózie môžu spôsobiť až kolaps konštrukcie. Korózne úbytky r_{corr} možno merať niekoľkými spôsobmi [9]. Najpresnejšie a najlepšie je merať korózne úbytky priamo na existujúcich konštrukciách alebo mostov. Tento spôsob je však veľmi nákladný a časovo náročný - merania musia prebiehať priebežne (najlepšie každoročne), na meranie je potrebné vyberať stavby, najlepšie v rôznych agresívnych prostrediach, s meraniami však vlastníci alebo správcovia mostov alebo konštrukcií musia súhlasiť (pri meraní je potrebné odstrániť kryciu vrstvu a je nutná okamžitá oprava). Druhým možným spôsobom merania korózných úbytkov je na meracích korózných staniciach (terénne skúšky), kde sú uložené len malé vzorky výstuže. Aj to je finančne a časovo náročný proces trvajúci aj desiatky rokov, avšak v tomto prípade je možné podľa potreby zriadiť meraciu stanicu v miestach zohľadňujúcich rôznu agresivitu prostredia (obr. 1) a netreba žiadať od vlastníka stavby povolenie. Tretím spôsobom je meranie korózných strát v korózných komorách – ide o zrýchlené testy v špecifickom agresívnom prostredí, pomocou ktorých je možné koróziu urýchliť a skrátiť tak čas merania. V tomto prípade je možné určiť a overiť vplyv jednotlivých parametrov ako CO_2 , SO_2 , chloridy atď. v závislosti od typu korózneho komory. V tomto článku sme sa zamerali na prezentovanie výsledkov meraní korózných úbytkov r_{corr} na meracích korózných staniciach (druhý spôsob).



Obr. 1 Meranie korózných úbytkov – korózna stanica v obci Hronský Beňadik

3. Výsledky merania korózných úbytkov na korózných staniciach

Celkovo bolo pripravených 8 meracích korózných staníc. Na každej stanici boli osadené výstuže jedného typu B 500B so 4 rôznymi priermi - priemery $\varnothing 6$, $\varnothing 10$, $\varnothing 14$ a $\varnothing 25$ mm. Prvá meracia stanica bola inštalovaná v roku 2017 v obci Hronský Beňadik v areáli zinkárni (ZIN s.r.o.), ďalšie v roku 2018. Merania v rokoch 2020-2021 boli ovplyvnené situáciou ohľadom COVID-19, preto v článku uvádzame len merania z prvej inštalovanej stanici v Hronskom Beňadiku.

Dvadsaťjeden vzoriek z každého priemeru ($\varnothing 6$, $\varnothing 10$, $\varnothing 14$, $\varnothing 25$) bolo pripravených a exponovaných v obci Hronský Beňadik dňa 19.10.2017, pozri obr. 2. Uvažovalo sa, že by sa merali v rámci jedného merania korózne straty na troch vzorkách (z každého priemeru), aby sa získali priemerné hodnoty. Časový interval expozície vzoriek podľa EN ISO 8565 [10] sa odporúča po 1 roku, 2 rokoch, 5 rokoch, 10 rokoch, 15 rokoch alebo 20 rokoch. Zvolené boli rovnaké expozičné časové intervaly (a ešte jedno 7. meranie navyše). Pôvodne sa plánovalo meranie v časových intervaloch 1-2-3-5-10-15-20 rokov (7 meraní), no kvôli Covid-19 sa podarilo vykonať merania po 1 roku (16.11.2018), po 2 rokoch (17.10.2019) a po 4 rokoch (16.11.2021).

Počas každého merania boli zo stojana odobraté tri vzorky každého priemeru ($\varnothing 6$, $\varnothing 10$, $\varnothing 14$, $\varnothing 25$), skontrolované, odfotografované, boli odstránené korózne produkty (hrdza), odvážené a bola vypočítaná rýchlosť korózie r_{corr} . Aby sa overil účinok čistenia vzoriek, prvé tri vzorky sa merali nielen po prvom roku, ale pri každom ďalšom meraní, to znamená po dvoch rokoch a štyroch rokoch. Hodnota ročného korózneho úbytku r_{corr} [$\mu\text{m}/\text{rok}$] alebo korózneho úbytku za určité obdobie (2 roky, 4 roky) D_{corr} [μm], boli vypočítané za predpokladu, že nielen priemer výstuže, ale aj dĺžka vzorky sa mení v dôsledku korózie. Namerané korózných úbytkov r_{corr} napríklad po prvom roku expozície sú znázornené v tabuľke 1.

Tab. 1 Rozdiely medzi stratou hmotnosti a výpočtom korózneho úbytku r_{corr} vzoriek nechránenej výstuže po ročnom pôsobení v Hronskom Beňadiku (stanica A) pre:

a) priemer $\varnothing 6$ mm

č. vzorky	m_0 [g]	$m_{0,w}$ [g]	$m(t)$ [g]	Δm [g]	r_{corr} [$\mu\text{m}/\text{year}$]
1	64,72	56,49	63,98	0,74	15,62
2	65,49	57,14	64,81	0,68	14,01
3	65,17	56,80	64,40	0,77	16,25
Aritmetický priemer:					15,29

b) priemer $\varnothing 10$ mm

č. vzorky	m_0 [g]	$m_{0,w}$ [g]	$m(t)$ [g]	Δm [g]	r_{corr} [$\mu\text{m}/\text{year}$]
1	182,97	159,66	181,94	1,03	12,98
2	181,79	158,61	180,84	0,95	11,94

3	183,49	160,02	182,56	0,93	11.65
Aritmetický priemer:					12,19

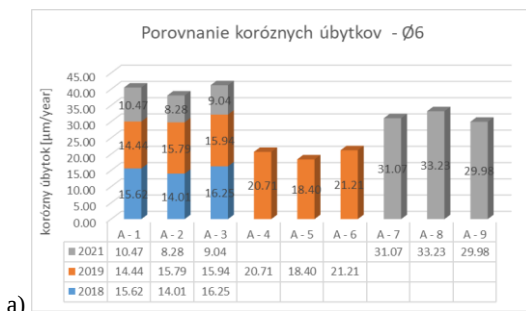
c) priemer $\varnothing 14$ mm

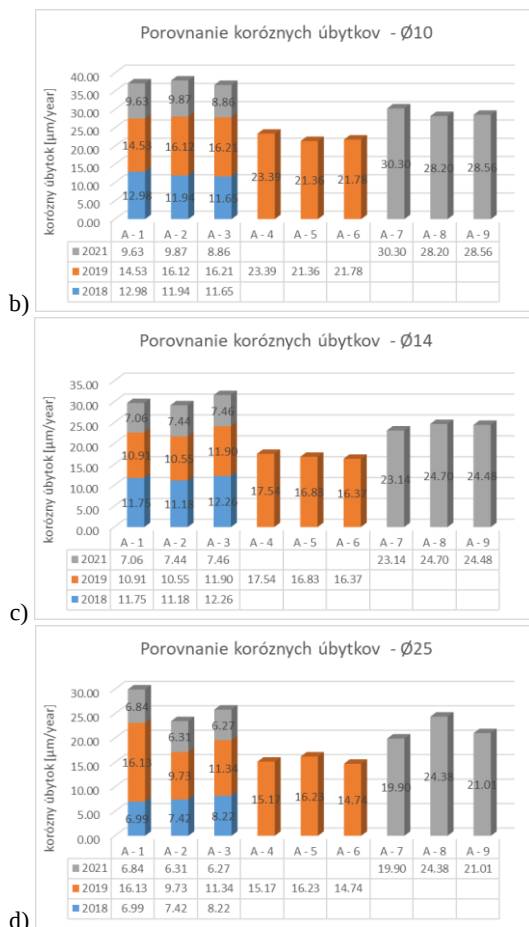
č. vzorky	m ₀ [g]	m _{0,w} [g]	m(t) [g]	Δm [g]	r _{corr} [μm/year]
1	358,39	312,65	357,06	1,33	11,75
2	358,97	313,18	357,70	1,27	11,18
3	356,89	311,34	355,51	1,38	12,26
Aritmetický priemer:					11,73

d) priemer $\varnothing 25$ mm

č. vzorky	m ₀ [g]	m _{0,w} [g]	m(t) [g]	Δm [g]	r _{corr} [μm/year]
1	1152,74	1005,90	1150,79	1,95	6.99
2	1151,53	1004,82	1149,99	1,54	7.42
3	1153,25	1006,28	1151,54	1,71	8.22
Aritmetický priemer:					7,54

Aritmetický priemer hodnoty korózneho úbytku r_{corr} po prvom roku je v rozsahu od $r_{\text{corr}} = 7,54 \mu\text{m/rok}$ (pre priemer $\varnothing 25$ mm) do $r_{\text{corr}} = 15,29 \mu\text{m/rok}$ (pre priemer $\varnothing 6$ mm). Zo získaných výsledkov vyplýva, že čím menší je priemer výstuže, tým väčší je korózný úbytok r_{corr} a naopak. Zaujímavé je aj porovnanie koróznych strát D_{corr} za celé obdobie štyroch rokov (pozri obr. 2). Hodnoty na prvých troch vzorkách predstavujú r_{corr} . Vo všetkých prípadoch sa preukázalo, že "efekt čistenia vzoriek" spôsobuje opätovné spustenie (urýchlenie) korózie - korózne straty na prvých vzorkách č. 1-3 sú po vyčistení vždy väčšie ako korózne úbytky za dané obdobie (2 alebo 4 roky). To potvrdzuje, že produkty korózie (hrdza) spomaľujú korózne straty, čo znamená, že čiastočne chráni výstuž.

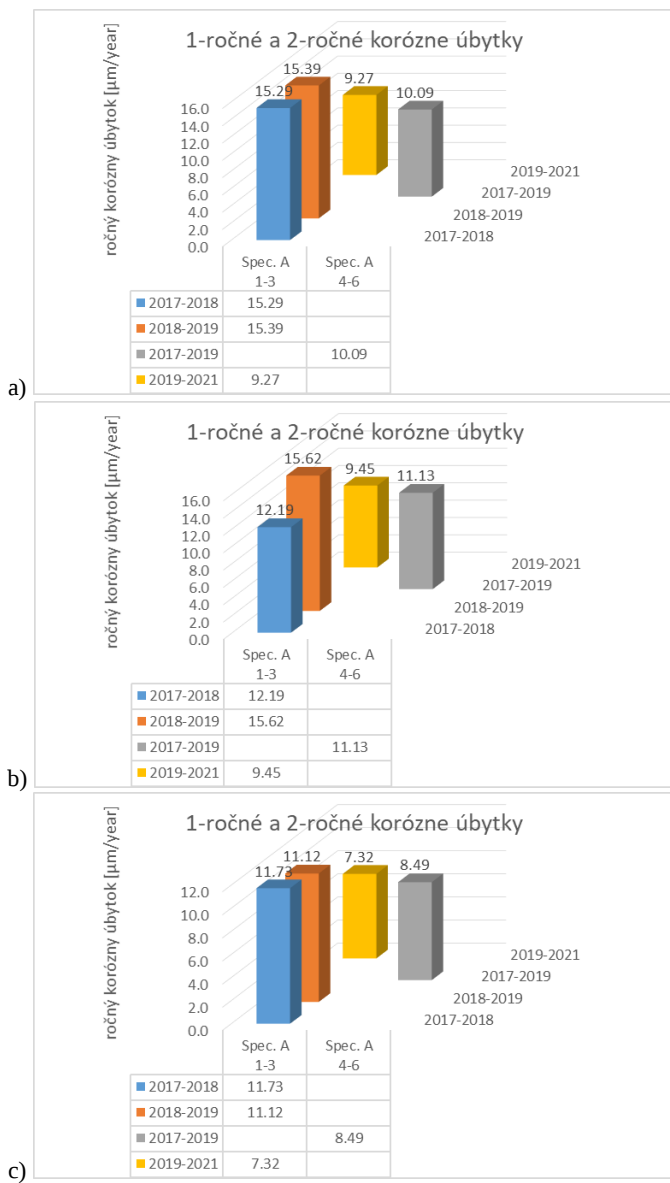


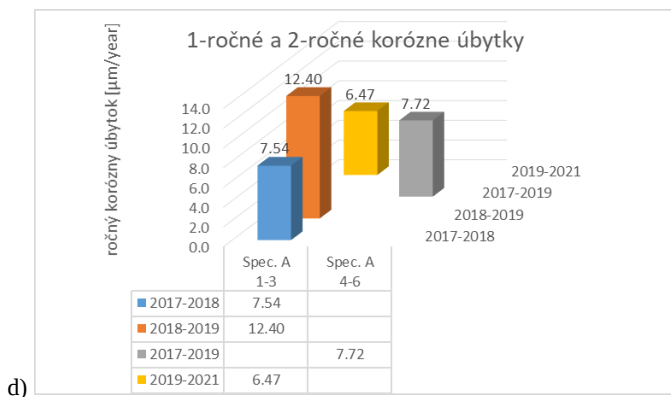


Obr. 2 Korózne úbytky D_{corr} po štyroch rokoch merania

Je potrebné zdôrazniť, že ide o atmosférickú koróziu v bežnom prostredí, ktorá nie je ovplyvnená koróziou napr. od chloridov, ako je to v prípade mostov, alebo betónom (korózia v betóne). Výsledky sú teda použiteľné pre bežné železobetónové konštrukcie. Aj keď ide o obec Hronský Beňadik, meracia stanica je postavená v priemyselnom parku. Dá sa teda povedať, že ide o agresívne priemyselné prostredie.

Ako už bolo spomenuté, prvé tri vzorky boli vyčistené a merané počas každého merania. Je teda možné na nich porovnať jednoročné merania (2017-2018 a 2018-2019) alebo porovnať dvojročné merania na vzorkách 1-3 (2019-2021) so vzorkami 4-6 (2017-2019) (pozri obr. 3).





Obr. 3 Porovnanie koróznych úbytkov po jedno- a dvojročnom intervale

Ak porovnáme jednoročné korózne úbytky, za rok 2018-2019 boli namerané väčšie hodnoty ako za rok 2017-2018 (obr. 5). Pre rok 2018-2019 už úplne neplatí, že čím menší priemer výstuže, tým väčšia korózna strata. Tentokrát bol korózný úbytok $\varnothing 25$ ($r_{\text{corr}} = 12,40 \mu\text{m}/\text{rok}$) väčšia ako u výstuže $\varnothing 14$ ($r_{\text{corr}} = 11,12 \mu\text{m}/\text{rok}$) a najväčší korózný úbytok bol nameraný v prípade $\varnothing 10$ ($r_{\text{corr}} = 15,62 \mu\text{m}/\text{rok}$).

Ak vezmeme do úvahy dvojročný interval (vzorky 1-3; 2019-2021), najväčšie korózne úbytky D_{corr} boli namerané pre $\varnothing 14$ mm ($D_{\text{corr}} = 9,45 \mu\text{m}/\text{rok}$), čo je len o niečo viac ako pri $\varnothing 6$ mm ($D_{\text{corr}} = 9,27 \mu\text{m}/\text{rok}$). Najmenšie straty boli opäť namerané pre $\varnothing 25$ mm ($D_{\text{corr}} = 6,47 \mu\text{m}/\text{rok}$). Podobné, ale vyššie hodnoty boli namerané aj v rámci dvojročného intervalu pre vzorky 4-6 za obdobie 2017-2019. Agresivita prostredia v danej oblasti nebola meraná, preto je ťažké vyhodnotiť, prečo v prípade vzoriek 1-3 došlo v období rokov 2018-2019 k zvýšeniu koróznych strát v porovnaní s rokmi 2017-2018 a v prípade dvojročného intervalu boli hodnoty vyššie v intervale 2017-2019 (vzorky 4-6) ako v intervale 2019-2021 (vzorky 1-3). Dá sa to vysvetliť len tak, že v období 2018-2019 bola agresivita prostredia asi najväčšia, čo spôsobilo najväčší nárast koróznych strát na všetkých vzorkách.

5. Závery

Príspevok prezentuje merania hodnôt koróznych úbytkov na vzorkách umiestnených na meracích koróznych staniciach (skúšky v teréne). Zatiaľ sú prezentované merania len na jednej stanici v obci Hronský Beňadik, kde tieto merania prebiehajú už štvrtý rok (odbery 2017, meranie 2018, 2019 a 2021). Z výsledkov meraní vyplýva, že čím väčší je priemer výstuže, tým menšie sú korózne straty. Je to pravdepodobne spôsobené technológiou výroby výstuže - výstuže môžu mať odlišné povrchové vlastnosti. Agresivita prostredia ovplyvňuje aj veľkosť koróznych strát. Z nameraných hodnôt vyplýva, že najväčšia agresivita spôsobujúca najväčšie korózne úbytky bola pravdepodobne v roku 2019 (obdobie 16.11.2018 - 17.10.2019). Okrem toho sa preukázal nepriaznivý vplyv čistenia

vzoriek, ktoré koróziu opäť urýchl'uje - najväčšie korózne straty sú po prvom roku, potom korózne produkty čiastočne spomaľujú ďalšiu koróziu. Merania korózných strát pokračujú na ďalších meracích staniciach, ktoré začali o rok neskôr. Preto budú tieto výsledky prezentované v budúcnosti.

Pod'akovanie

Táto práca bola podporovaná Grantovou agentúrou VEGA SR pod číslom grantu 1/0306/21.

Literatúra

- [1] Blikharskyy, Y.; Selejdak, J.; Kapiika, N.; Vash-kevych, R. (2021) Study of Concrete under Com-bined Action of Aggressive Environment and Long-Term Loading. *Materials*, 14(21), Article Number 6612.
- [2] Rehacek, S.; Citek, D.; Citek, A.; Krystov, M. (2021) The Quality Control of the Concrete of the Supporting Structure of Bridge Reg. No. V-32 in Vrchlabi. 17th International Conference on Special Concrete and Composites, 2322, Article Number 020022.
- [3] Ryjaček, P.; Macho, M.; Stančík, V.; Polák, M. (2016) The Deterioration and assessment of steel bridges. *Proceedings of the 8th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, IABMAS 2016*, s. 1188-1195.
- [4] Hollý, I.; Bilčík, J.; Gajdošová, K. (2016) Numerical modeling of reinforcement corrosion on bond behav-iour. *International Multidisciplinary Scientific GeoConference Surveying Geology and Mining Ecology Man-agement, SGEM*, 249, s. 191-196.
- [5] Moravčík, M.; Bujňáková, P. (2011) New Precast Bridge Girder with Combined Prestressing. *Communi-cations - Scientific Letters of University of Zilina*, vol. 13, No. 3, s. 19-23.
- [6] Bacharz, K.; Racziewicz, W.; Bacharz, M.; Grzmił, W. (2019) Manufacturing Errors of Concrete Cover as a Reason of Reinforcement Corrosion in a Precast Element-Case Study. *Coatings*, 9(11), 702.
- [7] Kral'ovanec, J.; Bahleda, F.; Prokop, J.; Moravčík, M.; Neslusan, M. (2021) Verification of Actual Pre-stressing in Existing Pre-Tensioned Members. *Applied Sciences-Basel*, 11(13), art. n. 597.
- [8] Moravčík, M.; Bujňáková, P.; Bahleda, F. (2020) Failure and damage of a first-generation precast prestressed bridge in Slovakia. *Structural Concrete*, 21(6), s. 2352-2362.
- [9] Odrobiňák, J.; Gocál, J.; Jošt, J. (2017) NSS test of structural steel corrosion. *Roczniki Inżynierii Budow-lanej*, Polish Academy of Science, Territorial Branch Katowice, 15, s. 7-14.
- [10] EN ISO 8565 (2011) Metals and alloys — Atmospheric corrosion testing — General requirements.

DIAGNOSTIKA A STATICKÝ PRIESKUM MONTOVANÝCH ŽELEZOBETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ

Ivan Hollý¹
Július Šoltész²
Juraj Bilčík³
Andrej Bartók⁴
Abrahoim Iyad⁵
Adrián Ondák⁶
Jaroslav Prokop⁷

Abstrakt

Železobetónové montované konštrukcie boli často používané nielen na výstavbu bytových domov, ale aj na objekty občianskej vybavenosti a priemyslu. Po zmene politického režimu v roku 1989 prechádzali tieto objekty často so správy súkromného sektora alebo samospráv, pričom nebolo doriešené financovanie ich prevádzky. Obnovu často komplikujú aj nevypríadané vlastnícke vzťahy k pozemkom pod objektami. Článok sa v krátkosti zaoberá popisom troch objektov, ktoré sme v nedávnej minulosti diagnostikovali: Petržalské terasy na Jasovskej ulici, podzemné garáže na Jurigovom námestí a objekty v priemyselnej zóne na Technickej ulici v Bratislave.

1. Úvod

Nakol'ko k objektom nebola k dispozícii žiadna projektová dokumentácia, bolo nutné v prvej fáze všetky objekty zamerať a vyhotoviť projekt skutkového stavu. Súčasťou toho bola identifikácia prefabrikátov, použitých v konštrukcii. V druhej fáze sa zhodnotil stevebno - technický stav jednotlivých prvkov, identifikovali sa použité materiály a prijali sa odporúčania na ďalší postup.

2. Stavebno-technický stav konštrukcie

2.1 Terasa na Jasovskej ulici v Bratislave

Vonkajšia pochôdzna terasa na Jasovskej ulici je pripojená k západnej pozdĺžnej stene príľahlému bytovému domu. Celková dĺžka terasy je 54m, horná plocha terasy je pripojená k bytovému domu v 2.NP. Garáže pod terasou susedia s 1.

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

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

³ **Prof. Ing., PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, e-mail: juraj.bilcik@stuba.sk**

⁴ Ing., PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, e-mail: andrej.bartok@stuba.sk

⁵ Ing., PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, e-mail: iyad.abrahoim@stuba.sk

⁶ Ing., Stavebná fakulta STU v Bratislave, e-mail: adrian.ondak@stuba.sk

⁷ Ing., Stavebná fakulta STU v Bratislave, e-mail: jaroslav.prokop@stuba.sk

nadzemným podlažím budovy. Garáží je celkovo 14 v rade vedľa seba, prerušené dvomi vstupmi do 1NP budovy.



Obr. 1 Pohľad na terasu

Nosný systém objektu garáží tvoria prvky montovaného železobetónového skeletu. Podľa rozmerov a tvaru prvkov skeletu ide o sústavu S1.3. Stĺpy majú štvorcový prierez 0,5x0,5m, priečla má tvar obráteného T-priezeru 0,7x0,5m. Kolmo na fasádu budovy sú umiestnené jednopodlažné rámy montovaného skeletu v počte 10 ks, pričom osová vzdialenosť medzi nimi je 6m. V každom poli sú umiestnené dve garáže. Rámy majú v smere kolmo na budovu jedno pole. Vnútorý stĺp je umiestnený pri obvodovej stene 1NP budovy, vonkajší stĺp osovo 6,06m od vnútorného smerom od budovy. Priečla prechádza ponad vonkajší stĺp a konzolovo vyčnieva smerom von, osovo 1,25m od vonkajšieho stĺpa. Na konci priečle je kolmo uložený prefabrikovaný obvodový nosník, obdĺžnikového prierezu 0,24x0,5m, ktorý uzatvára konštrukciu terasy. Kolmo na rámy sú na priečle uložené železobetónové dutinové panely šírky 1,2m, hr. 0,25m, dl. 5,5m. Priečle sú súčasťou nosnej konštrukcie terasy. Na paneloch je spádová betónová vrstva a hydroizolácia s ochrannou betónovou vrstvou a asfaltom.

V interiéri sú prvky skeletu aj panely stropu v dobrom stave, bez výrazných porúch. Na stropoch viacerých garáží sú viditeľné stopy zatekania vody z terasy a korózie výstuže nad stykom stropnej priečle (Obr. 2a) a zadnej steny garáže - pravdepodobne je v týchto miestach porušená izolácia strechy - terasy. Zatekajúcou vodou sa dostávajú do betónu chloridy z chemických rozmrazovacích látok (ChRL), používaných pri zimnej údržbe terás. Výstuž konzolovo prečnievajúcej časti priečle je tiež lokálne obnažená s výraznými stopami korózie ocele. Konštrukcia betónového zábradlia je vodorovne posunutá a pôsobí nestabilne. Degradované obvodové nosníky boli navrhnuté na odstránenie a nahradenie novými. Montované betónové zábradlie bude nahradené novým oceľovým.

Železobetónové schodisko umožňuje prístup na terasu z terénu na severnej strane budovy. Schodisko je železobetónové, dvojramenné, zhotovené z prefabrikátov. Hlavná podesta má rovnakú skladbu povrchových vrstiev, ako terasa - nadbetónávka + asfaltová vrstva, medzipodesta má nadbetónovanú betónovú

vrstvu a ramená sú bez povrchovej úpravy. Krycia vrstva nosnej výstuže je totálne degradovaná, a to na všetkých povrchoch – zhora, zdola, z bokov. Krytie je opadané, výstuž je na mnohých miestach obnažená a napadnutá koróziou. Nášľapná vrstva stupňov ramien nie je žiadna a na niektorých miestach dochádza aj k narušeniu samotných stupňov. Vzhľadom na havarijný stav schodiska bolo navrhnuté odstránenie a zhotovenie nového schodiska.

a)



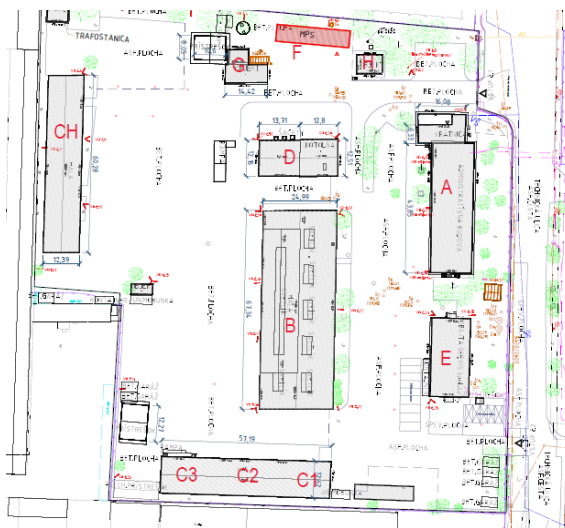
b)



Obr. 2 Degradácia nosných prvkov: a) obvodového nosníka, b) schodiska

2.2 Priemyselná zóna na Technickej ulici v Bratislave

V areáli sa nachádza viacero administratívnych budov a prevádzkových objektov (Obr.3). Väčšina budov je v súčasnosti nevyužívaných a chátrajú. Predmetom diagnostiky a staticko-materiálového prieskumu boli objekty označené písmenami B až E



Obr. 3.: Označenie a lokalizácia objektov v areáli

Stavebno-technický stav objektov B až D zodpovedá ich veku a údržbe. Takmer všetky posudzované objekty (okrem objektu E) sú opustené a bez ich ďalšieho využitia. Do niektorých zateká alebo sú poškodené exkrementami od holubov. Objekt B slúžil v minulosti ako garáž/autoservis.



Obr. 4.: Označenie a lokalizácia objektov v areáli

Z konštrukčného hľadiska predstavuje pozdĺžny dvoj-akt. V hlavnom trakte je montážna hala so žeriavovú dráhou, vo vedľajšom trakte sú obslužné miestnosti. Nosný systém objektu tvorí železobetónový montovaný skelet konštrukčnej sústavy Priemstav. Základný modul zvislých nosných prvkov objektu je 6 m x 12 m. Strešná konštrukcia je tvorená zo železobetónových prefabrikovaných rebierkových strešných panelov typu P1-150/600– rozpon 6 m. V niektorých moduloch sú strešné panely vynechané a v týchto miestach sú použité sedlové oceľové strešné svetlíky, osadené na železobetónové prefabrikované väzníčky. Strešné panely sú ukladané na priečne prefabrikované väzníky. V hlavnej lodi sú použité sedlové väzníky VP-12/6-75 na rozpon 12 m. V bočnej lodi haly a vo vedľajších traktoch objektu sú použité pultové väzníky VP-12 na rozpon 12 m.

a)

b)



Obr. 5: Poškodenie prvkov: a) strešného panela, b) šikmá trhlina v strešnom väzníku

Počas vizuálnej prehliadky boli zaznamenané významné poruchy na viacerých kazetových strešných paneloch (Obr. 5a), z ktorých časť bude potrebné opraviť a prípadne aj zosilniť. Vplyvom netesnej strešnej izolácie došlo medzi panelmi k zatekaniu zrážkovej vody, čím boli splnené podmienky na koróziu výstuže predovšetkým na krajných pozdĺžnych rebierkach panelov. Výstuž po obnažení nemá výraznejšie stopy korózie ani v mieste s najviac porušenou betónovou krycou vrstvou. Porušená, resp. odpadnutá betónová krycia vrstva môže mať za následok lokálny pokles súdržnosti výstuže s betónom. Oceľové časti svetlíkov sú napadnuté koróziou, sklo strešných svetlíkov je na viacerých miestach prasknuté, svetlíky je potrebné vymeniť. Strešný plášť na mnohých miestach prepúšťa vodu. Viaceré plnostenné väzníky v hlavnom aj vedľajšom trakte majú šikmú šmykovú trhlinu v mieste uloženia svetlíkového nosníka (Obr. 5b).

2.3 Podzemné garáže na Jurigovom námestí v Bratislave

Nosný systém objektu tvorí železobetónový montovaný skelet konštrukčnej sústavy MS-RP (Montovaný skelet – revidovaný Priemstav). Základný modul zvislých nosných prvkov posudzovaného objektu je 6 m x 6 m, rozmery objektu sú cca 80 x 36 m. Zvislé nosné prvky v 1.PP tvoria oceľové kruhové stĺpy (Obr. 6a), v 2.PP sú prievlaky uložené na betónové štvorcové stĺpy (Obr. 6b).

a)



b)



Obr. 6: Uloženie prievlakov na a) oceľové stĺpy, b) betónové stĺpy

Priečle montovanej sústavy MS-RP prebiehajú cez styčníky neprerušene, pričom k styčníkom sa pripájajú stĺpy. Napojenie prievlakov na stĺpy zabezpečuje tzv. „Čapkov styk“. Prievlaky sú tyčového tvaru priečneho rezu obráteného písma T rozmerov 500mm x 500 mm s obojstranných ozubom výšky 250 mm a šírky 100mm pre uloženie stropných panelov a stužidiel.

Na konci rámov, resp. okolo svetlíkov sú použité obvodové stužidlá obdĺžnikového prierezu, 250 x 500 mm. V mieste okolo svetlíkov sú do stužidiel a do priečlí rámu kotvené pórobetónové atikové panely. Atikový panel je uložený na oceľovú konzolu a kotvený k prievlaku cez zabetonovanú platničku. Vzhľadom na značnú degradáciu týchto panelov ich odporúčame odstrániť a nahradiť novými konštrukciami s podobným zaťažením.

Počas vizuálnej prehliadky nosných konštrukcií v 1.PP a 2.PP boli zaznamenané viaceré poruchy na nosných prvkoch, ako je napríklad presakovanie zrážkovej,

resp. vozidlami dovlečenej vody. V dôsledku poškodenia alebo degradácie izolácie, resp. netesností v okolí prestupov v stropných paneloch dochádza k zatekaniu zrážkovej i vozidlami dovlečenej vody v zime slanej vody na nosné prvky konštrukcie

Hĺbka karbonatácie vodorovných betónových prvkov bola 2 až 4 mm, čo je väčšinou menej ako hrúbka betónovej krycej vrstvy, to znamená, že na povrchu tejto výstuže neprebíha korózia výstuže. Výnimkou sú prvky s nulovou alebo odpadnutou krycou vrstvou, resp. s trhlinami kde prebieha korózia výstuže (Obr. 6a).

Niektoré stropné panely v 2. PP sú vážne porušené koróziou výstuže. Pórobetónové nosníky okolo svetlíkov v 1. PP, uložené na ocel'ových konzolách, vykazujú významnú degradáciu a rozpad pórobetónu (Obr. 6b). Nosníky sú v havarijnom stave, je potrebná ich výmena. V havarijnom stave je aj plechobetónové schodisko, ktoré tvorí komunikačný priestor medzi jednotlivými podlažiami podzemných garáží a námestím nad garážou.

a)



b)



Obr. 6: a) korózia výstuže stužidla, b) degradácia pórobetónového atikového panela

Pod'akovanie

Príspevok vznikol za podpory výskumného projektu VEGA 1/0358/23.

Literatúra

- [1] Šoltész J. a kol: Revitalizácia terasy na Jasovská 1-3, Katedra betónových konštrukcií a mostov SvF STU v Bratislave, 2021.
- [2] Šoltész J. a kol: Staticko materiálový prieskum objektov v areáli MB - Technická 6, Katedra betónových konštrukcií a mostov SvF STU v Bratislave,, 2021.
- [3] Šoltész J. a kol: Revitalizácia Jurigovho námestia a okolia, Katedra betónových konštrukcií a mostov SvF STU v Bratislave, 2020.

HODNOCENÍ STAVU PREFABRIKOVANÉ PŘEDPJATÉ STŘEŠNÍ KONSTRUKCE

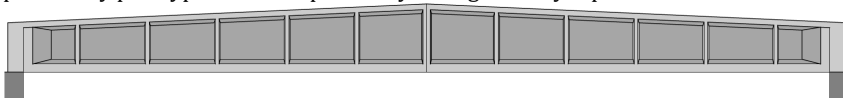
Ladislav Klusáček¹, Miloš Zich¹, Radim Nečas¹, Michal Požár¹, Martin Olšák¹, Adam Svoboda¹, Ondřej Šimek¹, Jan Koláček¹, Lukáš Bobek¹, Jiří Strnad¹

Abstrakt

Předmětem článku je uvedení zkušeností, postupu zkoumání a výsledků hodnocení stavu stávající střešní konstrukce v areálu potravinářské firmy v Hodoníně. Zájmovou konstrukcí tvoří spínané vazníky SPV-5-18/9 sestavené ze dvou kusů, jejichž předpínací výztuž je tvořena kabely z hladkých patentovaných drátů ØP 4,5 mm. Posuzované haly byly stavěny okolo roku 1979 dle projektové dokumentace vypracované tehdejší PotravinoProjektem Praha. Z důvodu četného přidávání zatížení v průběhu provozu a působení korozního prostředí byla provedena rozsáhlá diagnostika předpínací výztuže včetně průzkumu kotevních oblastí a stanovení pevnostních charakteristik betonu. Pozornost byla věnována také chemismu betonu vazníků a míře ochrany kabelů injektážní maltou. Součástí diagnostiky byla analýza stávajícího zatížení vazníků a následný ověřovací statický výpočet. Na vybraném vazníku v prostředí s nejvyšší agresivitou byla posléze uskutečněna statická zatěžovací zkouška pro dodatečné ověření předpokladů výpočtů. Klíčovou oblastí zájmu při zatěžovací zkoušce byla středová spára podélně děleného vazníku. Zde byl zjišťován aktuální stav hladiny předpětí díky sledování rozevření spáry v průběhu.

1. POPIS STŘEŠNÍ KONSTRUKCE VAZNÍKŮ

Konstrukčně se jedná o montovaný skelet realizovaný v 70. letech minulého století. Na železobetonové základy a sloupy navazují předpjaté střešní vazníky o modulovém rozpětí 18 m. Vzdálenost příčných vazeb je 6 m a samotný střešní plášť tvoří železobetonové žebříkové panely. Předpjaté vazníky, vybudované kolem roku 1979 (dle dochovaného popisu na vaznicích), jsou spínané ze dvou kusů na celkové modulové rozpětí 18 m. Kontaktní spára se nachází uprostřed rozpětí. Typový podklad ani původní projektová dokumentace předpjatých vazníků se nedochovala, pouze na základě dobového popisu lze konstatovat, že se jedná o vazník typu SPV-5-18/9 z roku 1979 (o hmotnosti 5,5 t). Provedenou rešerší bylo zjištěno, že geometricky a staticky má tento typ nosníku nejbližší k vazníku s označením SPP 2/59, viz Obr. 1.1 a Obr. 1.2. Vzhledem ke skutečnosti, že řešitelský tým v době hodnocení stavu konstrukce neměl k dispozici relevantní projektovou dokumentaci předpjatých vazníků, bylo nutné veškeré nutné parametry pro výpočet získat podrobným diagnostickým průzkumem.



Obr. 1.1 Schematicky zobrazený střešní předpjatý vazník

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

Vazník SPP 2/59

je vazník na rozpětí 18 metrů, dodatečně předpínaný ze dvou dílů. Předpínání je možno provádět i na stavbě.

Statické parametry:

vlastní hmotnost	- q - 5,580 kN.m ⁻¹
zatížení střechou	- q' - 13,600 kN.m ⁻¹
zatížení sněhem	- p - 6,000 kN.m ⁻¹
osamělé síly od jeřáb. drážek	- P^I - 2x10,0 kN - 1,35 m od okraje
	- P^B - 56,0 kN - uprostřed

Vazníky jsou opatřeny kováním pro uchycení zavěšených konstrukcí. Štitový vazník má navíc kování pro uchycení štitových stěn a kování pro spojení dvou půlek vazníku uprostřed.

označení výrobku	číslo JKPOV	rozměry v mm			hmotn. v kg	objem v m ³
		L	B	H		
SPP 2/59	593522 - 059002	17 900	400	1450	10 461	4,066

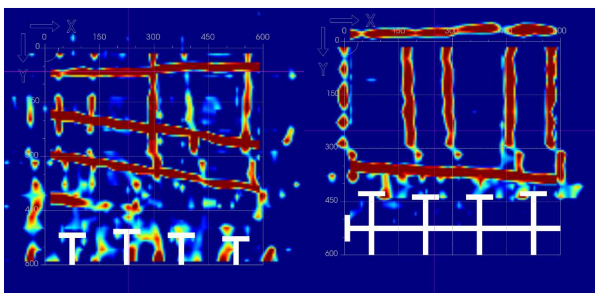
Obr. 1.2 Statické parametry vazníků SPP 2/59

2. DIAGNOSTICKÝ PRŮZKUM

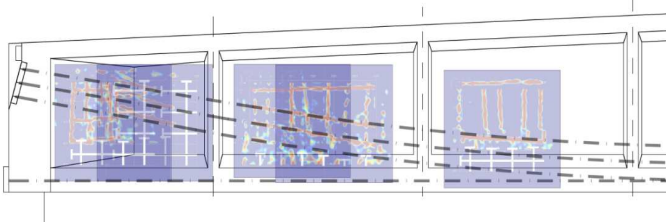
Diagnostika předpínací výztuže

Hlavním cílem diagnostického průzkumu bylo nalezení trajektorie vedení předpínací výztuže a zhodnocení případného korozního stavu patentovaných drátů semi-destruktivním testováním. Nejprve bylo nutné provést nedestruktivní skenování vedení předpokládaných drah předpínací výztuže za pomoci radaru PS 1000 X-Scan od společnosti HILTI, viz Obr. 2.1. Jednotlivé nasnímané rastry byly poté přesně v CAD softwaru promítnuty do zaměřeného tvaru vazníku a takto byla vynesena trajektorie předpínací výztuže (Obr. 2.2) pro následující etapu semi-destruktivní sondáže.

Pro zjištění stavu předpínací výztuže v nosné konstrukci bylo třeba otevřít na základě nedestruktivního průzkumu vrtané sondy na předpínací výztuž s využitím příklepového vrtání vrtákem s tvrdokovovou korunkou.



Obr. 2.1 Nedestruktivní nalezení polohy předpínací výztuže pomocí radaru



Obr. 2.2 Promítnutí nasnímaných rastrů do zaměřeného tvaru vazníku

Po otevření vrtaných sond následovalo vizuální zhodnocení stavu odkryté předpínací výztuže a také kontrola stavu betonu v prostorách vrtané sondy (Obr. 2.3). V otevřených sondách k výztuži byl proveden orientační test pH betonu pomocí širokospektrého Rainbow indikátoru. Všechny sondy potvrdily pH betonu v rozmezí 11,0 – 13,0, tedy silnou zásaditost okolního betonu a zachovanou pasivační schopnost.



Obr. 2.3 Vizuální zhodnocení předpínací výztuže



Obr. 2.4 Endoskopická vizuální kontrolu prostoru za kotvami předpínacího systému

U přístupných kotev předpínacího systému nosníků byla provedena endoskopická defektoskopie oblasti prostoru za kotvami – skrze injektážní otvory v kotevních kuželících byla protažena inspekční kamera endoskopu. Obdobně jako u mostní zvedané předpínací výztuže byla zastižena sednutá injektáž v oblasti za kotvou, na povrchu jednotlivých drátů byly patrné stopy injektáže (šedé zabarvení), skrze které na povrch vystupovaly lokální skvrny povrchové koroze (Obr. 2.4).

Diagnostika kontaktních spár

Každý vazník je sestaven ze dvou dílců, které jsou navzájem sepnuty s kontaktní spárou uprostřed rozpětí. Z tohoto důvodu je v případě porušení předpínací výztuže, tato oblast kritickým místem vazníku.



Obr. 2.5 Obrus v místě kontaktní spáry a kontrola trhlin

S cílem ověření případného tahového porušení v místě kontaktních spár (rozevírání spár uprostřed rozpětí) střešních předpjatých vazníků, které by poukazovalo na pokles předpínací síly např. vlivem koroze předpínacích drátů, byla provedena vizuální diagnostika těchto kontaktních spár. Vizuální diagnostika

spočívala v obru (Obr. 2.5) navrstvených nátěrů a povrchové vrstvy betonu s odsáváním prachu v místě spáry a kontrola případných trhlin v dobetonávce mezi jednotlivými dílci spínaných vazníků pomocí „trhlinoměry“ (pouze v případě zastižení trhlin).

Vyhodnocení chemických analýz betonu

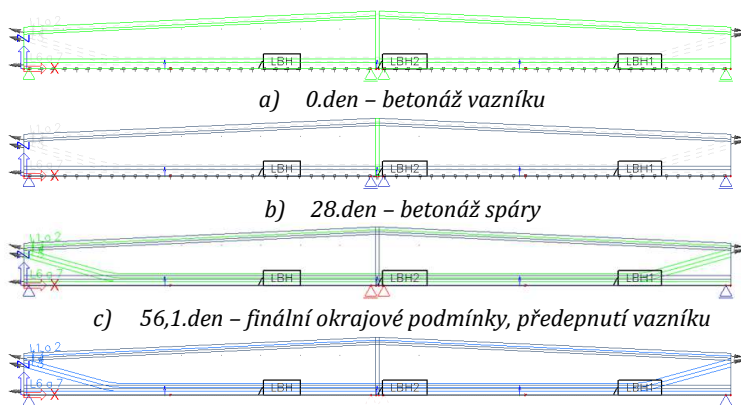
S ohledem na umístění několika vazníků nad prostorem marinovacího sklepa s vyšší koncentrací solných a octových aerosolů, byly odebrány práškové vzorky betonu pro laboratorní testování odolnosti betonové konstrukce vůči agresivnímu okolnímu prostředí. Ze stanovených hodnot koncentrace chloridových a hydroxidových iontů byl vypočítán jejich poměr, pro který platí předpoklad vyššího rizika iniciace koroze výztuže v případě, že je $\text{cCl}^-/\text{cOH}^- > 0,6$. U žádného z 35 vzorků se neprokázal vyšší poměr koncentrací, než je rozhodující mez 0,6, což korespondovalo i s nálezy semi-destruktivních sond.

3. OVĚŘENÍ ZATÍŽITELNOSTI

Následné ověření zatížitelnosti vazníků navazuje na provedený diagnostický průzkum haly. V použitém výpočtovém modelu byla maximální snaha zohlednit skutečný stav, tj. skutečný tvar vazníků, materiálové charakteristiky použitého betonu a předpínacích drátů, stav předpětí a skutečné zatížení. Aby bylo možné dostatečně věrohodně vystihnout skutečný stav zatížení střešní konstrukce, byla proto provedena prohlídka stávajícího stavu. Skutečné zatížení působící na střešní konstrukci tvořil vlastní střešní plášť včetně střešních panelů SZD 34-150/600, podhledy, podvěšené VZT jednotky a potrubí, konstrukce dostavované obloukové střechy, tíhy strojojen a VZT jednotek na střeše. Vzhledem ke skutečnosti, že střecha je „dvojitá“, existuje zde možnost současného působení proměnného užitého zatížení současně se sněhem.

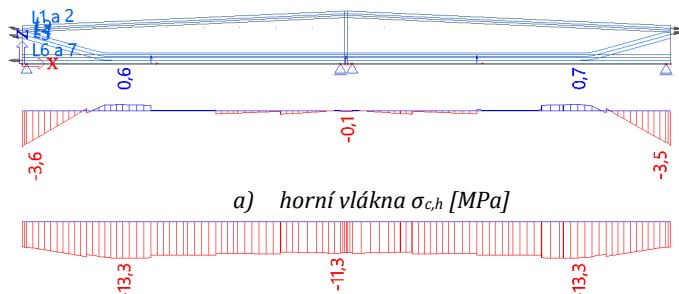
Pro prověření chování vazníku v čase byl zvolen model v softwaru Scia Engineer s modulem TDA (Time Dependent Analysis) [1], viz Obr. 3.1. Při použití tohoto modulu lze vazník posuzovat jako časově závislou analýzu, tedy aplikovat jednotlivá působící zatížení v odpovídajících časových uzlech. Díky tomuto postupu lze správně vyhodnotit reologické vlivy betonu (dotvarování a smršťování) a časově závislé ztráty předpětí, které mají vliv výsledné chování vazníku na konci životnosti. S ohledem na možnosti programu modelovat daný typ předpínacích drátů bylo nutno použít reologický model dle ČSN 73 1201 [2].

Geometrie předpětí byla modelována na základě provedené diagnostiky. Zvedané lana ve spodní pásnici byly v modelu napnuty na hodnotu 1120 MPa. Tyto kabely byly napínány z obou stran pro maximální eliminaci ztrát třením. Montážní kabely v horní pásnici byly předepnuty hodnotou 135 MPa. Tento kabel byl napnut z jedné strany. Hodnota počátečního napětí horních lan byla odvozena na základě předpokladu, že při montáži by nemělo dojít k otevření spáry uprostřed rozpětí. Obdobná hodnota byla použita např. v publikaci [3].



a) 0.den – betonáž vazníku
b) 28.den – betonáž spáry
c) 56,1.den – finální okrajové podmínky, předepnutí vazníku
d) 70 – 36500.den – Konec výstavby, provozní fáze
Obr. 3.1 Výpočtový model s časově závislou analýzou

Pokluz lan při zakotvení byl uvažován 8 mm na obou koncích. Pro snížení kapacity relaxace předpětí a tím pádem i ztrát předpětí bylo inicializační napětí $\sigma_{in} = 1120$ MPa podrženo po dobu $t_{cor} = 2$ minut. Součinitel tření je uvažován hodnotou $\mu = 0,35$. Nezamýšlená uhlová změna byla uvažována hodnotou $k = 0$ m-1. Tímto postupem se ve fázi předpínání dosáhlo tlakového namáhání po celé výšce ve spáry uprostřed rozpětí, viz Obr. 3.2. Krátkodobé ztráty předpětí lan při spodním povrchu byly výpočtem vyčísleny na 12 % a celkové dlouhodobé na 24 % původní hodnoty inicializačního napětí.



a) horní vlákna $\sigma_{c,h}$ [MPa]
b) dolní vlákna $\sigma_{c,d}$ [MPa]

Obr. 3.2 Průběh normálového napětí v horních vláknech – fáze předpětí s krátkodobými ztrátami (56,1.den).

Pro posouzení byl vybrán nejvíce zatížený vazník dle provedeného průřezu skutečného zatížení na střeše. Posudky byly provedeny dle již neplatné ČSN 73 1201 [2] a dle aktuální ČSN EN 1992-1-1 [4], pro odpovídající kombinace zatížení. Z hlediska omezení napětí od provozní kombinace (posouzení napětí ve spáře) je dle [2] vazník využit na 100 %, napětí ve spodních vláknech dosahuje -0,5 MPa. Posouzení dekomprese dle [4] od časté kombinace rovněž vyhovuje (napětí při spodních vláknech dosahuje 0,2 MPa a lana jsou 49 mm uvnitř tlačené oblasti.

Napětí ve spodních vláknech od charakteristické kombinace však dosahuje již kladných hodnot (2,6 MPa). Tj. za současného působení užitého zatížení a sněhu. V následném ověření únosnosti bylo zjištěno, že nejvíce zatížený vazník je z hlediska namáhání na účinky ohybu využít uprostřed rozpětí na 94 % dle [2] resp. 90 % dle [4]. Využití z hlediska smyku v kritických průřezech je na 69 % dle [2], resp. 74 % dle [4].

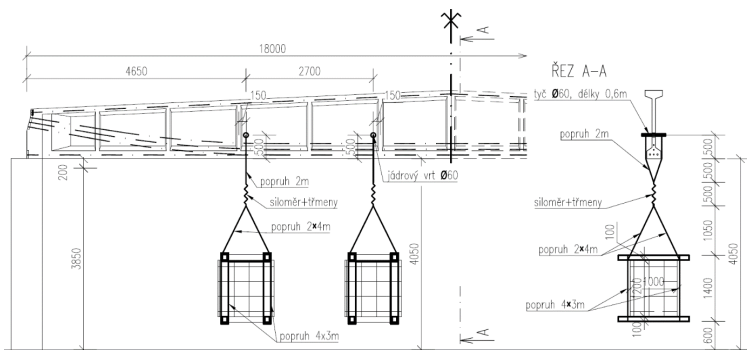
Vazníky tedy dle současné analýzy vyhovují, avšak téměř s žádnou rezervou. Z výpočtu plyne, že v důsledku působení nahodilého zatížení (sníh) může dojít kotevření spáry mezi jednotlivými prefabrikáty vazníků. To není příznivé z hlediska ochrany výztuže proti korozi. Pro pokračující provoz bylo dáno doporučení provést ověřovací provozní zatěžovací zkoušku vybraných vazníků a prověřit tím otevírání spáry mezi prefabrikáty vazníku při případném působení zatížení sněhem. V prostorách výroben chránit spodní pás vazníků proti vniknutí vlhkosti vhodným nátěrem. Neprovádět žádné další nadstavby a instalace VZT jednotek, které by měly za následek zvýšení působících zatížení. Provádět odklizení sněhu ze střechy tak, aby hmotnost sněhu na zemi nepřekročila 70 kg/m². Vypracovat plán stanovení hmotnosti sněhové vrstvy a případného odklizení sněhu. Užité zatížení v meziprostoru mezi původním zastřešením a nově zřízeným zastřešením z dřevěných obloukových prvků omezit na 50 kg/m². Neprovádět kotvení instalací do spodní příruby vazníků a poškozovat tak předpínací výztuž vazníku. Provádět pravidelné prohlídky haly (min. 1× za pět let).

4. STATICKÁ ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKA

Primárním cílem měření bylo ověřit únosnost vazníku na požadované zatížení. Další cíle měření byly ověření velikosti průhybu od zatížení a srovnání s výpočtetním modelem a ověření limitu/kapacity tlakové rezervy předpjatého vazníku pro případný vznik rozevření příčné spáry v polovině rozpětí (tzn. vyčerpání tlakové rezervy od předpětí).

Zatížení vazníku bylo provedeno čtyřmi IBC nádržemi o objemu 1000 l, které byly naplňovány vodou, viz Obr. 4.1 a Obr. 4.2. Maximální navržené předpokládané zatížení bylo tedy 4×10 kN, v součtu 40 kN. Takto bylo simulováno přídatné zatížení sněhem. Rozmístění nádrží po délce vazníku bylo provedeno tak, aby bylo vyvozeno rovnoměrné namáhání od přídatného zatížení ve střední části vazníku, kde se nachází spára. Nádrže byly upnuty popruhy mezi dva dřevěné rošty na spodní i horní hraně nádrže. Celá sestava byla dále zavěšena pomocí dalších popruhů na vazník přes ocelovou tyč Ø60 mm, která byla vsunuta do předvrtaného otvoru ve stojně vazníku. Mezi nádrž a vazník byl přes třmeny zavěšen siloměr pro měření působící síly. Takto byly osazeny siloměry na dvou nádržích. Sestava třmenů byla navržena tak, aby nedocházelo k vychýlení siloměrů od svislice, a tak k nežádoucímu zkreslení měřené síly. Další dvě nádrže byly zavěšeny bez siloměrů.

Plnění vodou bylo provedeno v intervalech po cca 200 L na jednu nádrž. Nádrže byly plněny postupně. Měřený interval síly byl kontrolován siloměry na dvou nádržích, na zbývajících dvou pak byla kontrolována odpovídající hladina vody. Mezi intervaly zatěžování se čekalo na ustálení měřených hodnot poměrných přetvoření a deformací v souladu s [5]. Po dosažení maximálního možného zatížení (všechny nádrže naplněny) a po ustálení měřených veličin byly nádrže vypuštěny.



Obr. 4.2 Celkový pohled na SZZ

Na střešním vazníku bylo osazeno 6 ks indukčnostních snímačů typu WI na Hollanových můstcích (HM) pro sledování přetvoření pracovní spáry a blízkého okolí v polovině rozpětí vazníku, Obr. 4.3 a Obr. 4.4, 5 ks indukčnostních snímačů typu WA pro sledování svislé deformace v podporách, cca 3,5 m od podpor a v polovině rozpětí, 2 ks teplotních čidel Pt100 pro sledování změny teploty vzduchu v okolí vazníku a nad podlahou v průběhu zkoušky a 2 ks siloměrů U9C na 2 vybraných nádržích na vodu pro sledování velikosti zatížení na střešním vazníku.



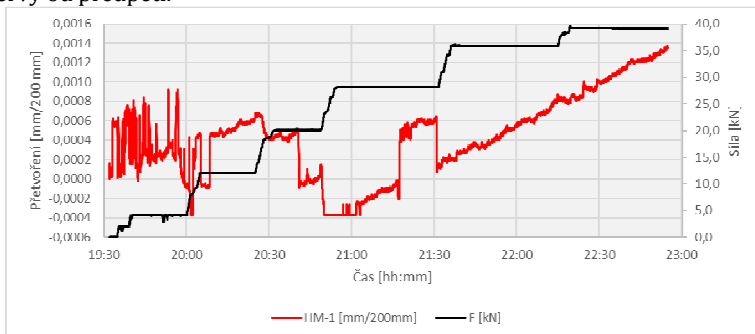
Obr. 4.3 Všechny HM



Obr. 4.4 HM u spodního povrchu přes spáru

Pozice snímačů dráhy měřících svislou deformaci střešního vazníku byla volena tak, aby zachytily průhyb od zatížení v polovině rozpětí, zatlačení podpor a pozici vedle zatěžovacích nádrží – blíže k podporám (cca 3,5 m od podpor). Odečtením hodnot v podporách bylo možno dopočítat „čistý“ průhyb od zatížení.

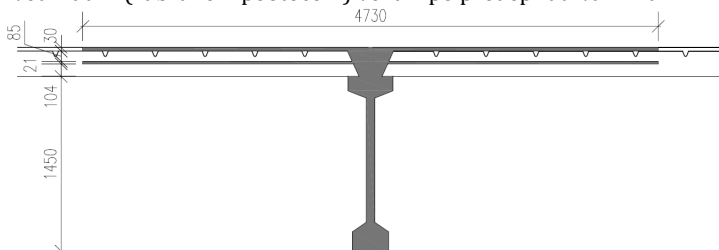
Na Obr. 4.5 je zobrazen vybraný průběh přetvoření ve spáře v dolní pásnici v průběhu zkoušky. Měřené přetvoření jsou velice malé, téměř na hranici použitelnosti zařízení, a proto je v záznamu značný „šum“ naměřených dat. Určitý trend tahového přetvoření ale patrný je. Kdyby bylo tahové přetvoření výrazně větší, řádově 0,1 mm, znamenalo by to rozevírání spáry, tzn. vyčerpání tlakové rezervy od předpětí.



Obr. 4.5 Přetvoření ve spáře v dolní pásnici

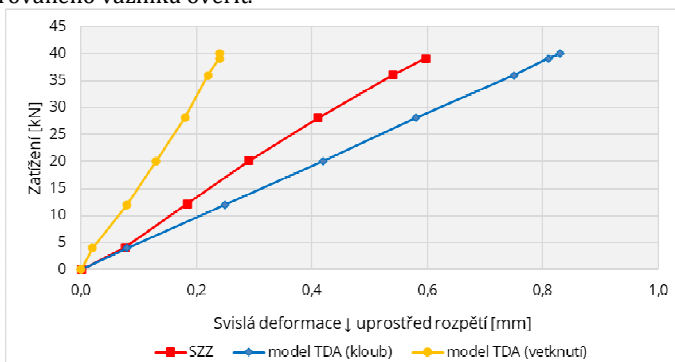
Z naměřených dat lze usoudit, že k rozevření spáry uprostřed zatěžovaného nosníku nedošlo, a tedy tlaková rezerva od původního předpětí z doby výstavby nebyla v zatížení v působícím v rámci zatěžovací zkoušky vyčerpána.

Pro následnou analýzu vazníku byl použit prutový model, pomocí kterého byla posouzena zatížitelnost vazníků. Časová osa zatížení modelu byla upravena dle zkoušeného vazníku a času zatěžovací zkoušky. Pro vystižení reálné tuhosti byl zaveden předpoklad, že stropní panely tvoří s vazníkem efektivní průřez b_{eff} , vypočtený dle [4]. Je uvažováno, že stropní panely přispívají tak k celkové ohybové tuhosti, díky zmonolitnění na stavbě, viz Obr. 4.6. Tento předpoklad byl do výpočtu zaveden formou násobitele momentu setrvačnosti I_y . Součinitel zvýšení momentu setrvačnosti pro výpočet dosahoval 2,7 uprostřed rozpětí a 3,11 v podpoře. Dále bylo uvažováno s částečným vetknutím vazníků v podpoře. Byly proto analyzovány dvě varianty. První s ideálním kloubem v podporách (volné pootočení), druhá s plným vetknutím (zabránění pootočení) ve fázi po předepnutí vazníků.



Obr. 4.6 Výsledný efektivní průřez vazníku

Při následném ověření naměřených výsledků výpočtovým modelem s variantou kloubu či vetknutí v podporách bylo zjištěno, že naměřeným průhybům při SZZ odpovídá 39 % hodnota tuhosti v pootočení mezi kloubem a vetknutím, viz Obr. 4.7. Jedná se však o pouhý odhad skutečného působení vazníku spolu se stropními panely. Částečné zabránění pootočení v podporách může být dáno zmonolitněním oblastí nad sloupy mezi podporami vazníků či ztužením dostavovanou obloukovou střechou. Tento předpoklad však nebylo možné u vyšetřovaného vazníku ověřit.



Obr. 4.7 Výsledný efektivní průřez vazníku

5. ZÁVĚR

Byl proveden diagnostický průzkum a statický posudek více než 40 let starého komplexu hal s potravinářskou výrobou. Z hlediska diagnostiky byla konstrukce rozdělena na tři korozní celky, tedy bez ovlivnění přepínací výztuže v oblasti suchých skladů a dílen, s mírným ovlivněním ve vlhkém provozu potravinářské linky a s vyšším rizikem koroze v prostoru marinovacího sklepa. Byla přijata opatření pro zvýšení odolnosti vazníků v prostoru marinovacího sklepa aplikací penetrujících inhibitorů koroze. Posouzením únosnosti na aktuálně vyšší působící zatížení, než bylo zamýšleno ve fázi projektu, bylo zjištěno, že vazníky vyhovují, avšak bez rezervy. Provedené práce umožnily provozovat spolehlivě konstrukci v dalších letech za zlomek nákladů, ke kterým by vedlo alternativně navrhované podepírání konstrukce autory [3].

Následnou statickou zatěžovací zkouškou bylo prověřeno otevření středové příčné spáry a ověření chování vazníků na přídatné nahodilé zatížení. Výsledky zkoušky prokázaly, že tlaková rezerva ve spáře nebyla vyčerpána.

LITERATURA

- [1] Scia Engineer 21.1: A Nemetschek Company [online]. [cit. 2023-06-19]. Dostupné z: <https://www.scia.net/cs/scia-engineer>.
- [2] ČSN 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí, 1986.
- [3] Rada S., Hejl J., Dodatečně předpjaté konstrukce střešních vazníků, Časopis. Stavebnictví 01-02/21.
- [4] ČSN EN 1992-1-1 ed. 2: Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: ÚNMZ, 2011.
- [5] ČSN 73 2030 Statické zatěžovací stavebních konstrukcí, Květen 2019.

Sekcia 3

Materiály na sanáciu

Odborní garanti a recenzenti sekcie:

prof. Ing. Adolf Bajza, PhD., Stavebná fakulta STU Bratislava

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

doc. Ing. Jiří Kolísko, PhD., Kloknerův ústav ČVUT Praha

EFEKTÍVNY PRÍSTUP K SANÁCIÍ A OCHRANE ŽB KONŠTRUKCIÍ POMOCOU PRUŽNEJ CEMENTOVEJ MALTY

Ján Fleischhacker¹

Abstrakt

Trendom dnešnej doby je „optimalizácia“ procesov spojených s opravou a sanáciou železobetónových konštrukcií pri oprave dopravných stavieb. Materiálovú skladbu je potrebné prispôbiť s ohľadom na súčasnú kvalitu stavebnej výroby priamo závislej od vysúťazenej ceny. Základný pilier trvanlivosti konštrukcie spočíva v obnove krycej vrstvy výstuže. Pri použití pružných cementových mált ako sekundárnej ochrany konštrukcie dokážeme nahradiť hrúbku krycej vrstvy až 50 mm. Výsledkom je násobne nižšie množstvo potrebných sanačných hmôt, a tým je výsledok ekologickejší, ekonomickejší a efektívnejší.

Trvanlivosť stavebnej konštrukcie

Životnosť stavebného diela je priamo úmerná kvalite návrhu, zhotoveniu, použitých materiálov, pôsobeniu agresívnych látok a pravidelnej údržbe. Trvanlivosťou sa rozumie doba použiteľnosti konštrukcie pri zachovaní deklarovaných vlastností.

Trvanlivosť u železobetónových konštrukcií vo veľkej miere ovplyvňuje miera korózie betónu a následná korózia výstuže. Tento proces sa nazýva karbonatácia, zjednodušene reakcia $\text{Ca}(\text{OH})_2$ s CO_2 za vzniku CaCO_3 . Touto chemickou reakciou dochádza k poklesu pH betónu, postupnej strate pasivácie výstuže a jej korózii. Produkty korózie výstuže majú 2,5 až 7x väčší objem, ktorý vyvoláva tlak v konštrukcii a tým dochádza k trhlinám a odlupovaniu krycej vrstvy výstuže.

Poruchy pri oprave ŽBK

Výsledkom opravy železobetónovej konštrukcie má byť predĺženie jej životnosti. Návrh opravy v projektovej dokumentácii je väčšinou „uniformovaný“ s popisom sanácia do 20 mm, 30 mm, 50 mm ... kedy sa neprihliada na tvar konštrukcie a pôvodné krytie výstuže.

Kritický bod pri oprave ŽB konštrukcie je príprava podkladu. Odporúčany tlak trýskania začína na hodnote 1 000 – 1 200 barov. Výsledkom má byť pevný a drsný podklad s nerovnosťami +/- 5 mm. Pri takto pripravenom podklade je malta

¹ Ing., MAPEI SK, s.r.o., Nádražná 39, 900 28 Ivanka pri Dunaji

mechanicky prepojená k podkladu, a tým je dosiahnuté spolupôsobenie sanačného systému a konštrukcie.

Ďalej je to hrúbka nanesej vrstvy sanačnej malty na obnovenie, poprípade zvýšenie krytia výstuže. Dôležitá je aj kvalita materiálu a technologický postup aplikácie, kedy je nežiadúci vznik trhlín, ktoré znižujú trvanlivosť konštrukcie.

V neposlednom rade je dôležitý správny návrh sanačného systému s ohľadom na typ konštrukcie. Napríklad piliere pri ceste a prefabrikované mostné nosníky si budú vyžadovať rôzny typ použitých produktov. Pri pilieroch môže byť poškodenie výrazné, vtedy navrhujeme klasický spôsob v celoplošnej obnove krytia výstuže sanačnou maltou.

Prefabrikované nosníky, ktorých povrch je viac menej neporušený, môžu byť poškodené iba lokálne, a to v mieste výstuže. Pripraviť podklad a sanovať tento typ prvkov klasickým spôsobom je zbytočný a kontraproduktívny. Tu je vhodné použitie lokálnej opravy a celoplošná aplikácia pružnej, cementovej malty. Na prípravu podkladu postačuje tlak nad 500 barov, tak aby sa očistil podklad a otvorila jeho štruktúra.



Obrázok 1 Most na ceste II/581 z prefabrikovaných nosníkov

Prognóza trvanlivosti ŽBK

Pružná, cementová malta je veľmi výhodný spôsob ako vytvoriť ochrannú obálku na sanovanú konštrukciu. Pri hrúbke finálnej vrstvy 2 mm zvyšuje efektívnejšie životnosť konštrukcie ako pri klasických postupoch sanácie. Navyše je materiál pružný, paropriepustný a chráni konštrukciu proti prenikaniu CO₂, chloridov a síranov.

Rýchlosť karbonatácie materiálu je priamo úmerná jeho difúznemu koeficientu. Môžeme vychádzať zo zjednodušeného výpočtu podľa Fickovho zákona.

$$x = K \cdot \sqrt{t}$$

Kde: x – vzdialenosť od povrchu ; K – difúzny koeficient; t – čas difúzie

Difúzny koeficient „K“ je závislý od charakteristiky betónu (ako je typ cementu, použité prímеси, vodný súčiniteľ, ošetrovanie atď.) a environmentálnych faktorov (vlhkosť, teplota, koncentrácia CO₂ atď.), preto je potrebné stanoviť túto konštantu experimentálne.

Società Autostrade per l'Italia stanovila pre spoločnosť MAPEI SpA hodnotu difúzneho koeficientu na betónoch s vodným súčiniteľom 0,5.

Vodný súčiniteľ 0,5 je bežný pre betóny na inžinierske stavby napr. C40/50 – XC4, XD3, XF2, XA1. Hodnota difúzie betónu bola stanovená na základe skúšky zrýchlenej karbonatácie betónu $K = 7,6 \text{ mm} \cdot \text{rok}^{1/2}$. Hodnota pre Mapelastic Guard bola stanovená na hodnotu $K = 0,27 \text{ mm} \cdot \text{rok}^{1/2}$.

Doba difúzie CO₂ je pri hrúbke vrstvy 2 mm Mapelastic Guard potom:

$$t = (x/K)^2 = (2/0,27)^2 \approx 55 \text{ rokov}$$

Pri betóne s vodným súčiniteľom 0,5 je potom potreba krycej vrstvy na dosiahnutie danej doby difúzie výpočtom:

$$x = K \cdot \sqrt{t} = 7,6 \cdot \sqrt{55} \approx 55 \text{ mm}$$

Mapelastic Guard v hrúbke 2 mm je porovnateľný, z hľadiska difúzie CO₂, s betónom s vodným súčiniteľom 0,5 v hrúbke 55 mm.

Návrh sanácie s použitím systému Mapelastic Guard

1. Príprava podkladu – otrýskaním, opieskovaním alebo mechanicky
2. Antikorózna ochrana odhalenej výstuže
3. Lokálna sanácia opravnými maltami – prinavrátenie tvaru konštrukcie
4. Aplikácia pružnej cementovej malty Mapelastic Guard nástrekom
5. Možnosť použitia zjednocujúceho náteru

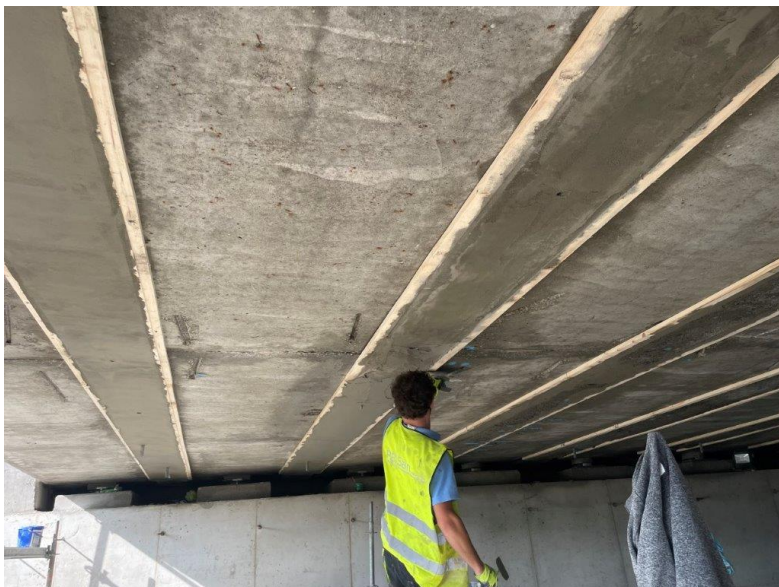
Pre porovnanie:

- Spotreba pružnej malty Mapelastic Guard je 4,5 kg/m² na 2 mm,
- Pri opravných maltách je to 20 kg/m²/cm, pri aplikácii aspoň 3 cm je to 60 kg/m² materiálu,
- Pri sanácii mostu s 3 000 m² sanovanej plochy je to 13,5 t Mapelastic Guard (+ 1/2 kamióna) a 180 t opravnej malty (8 kamiónov).

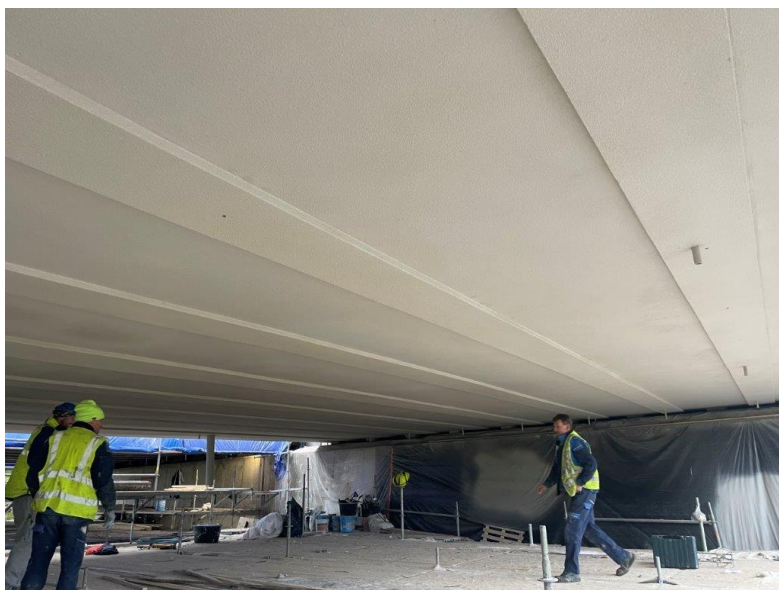
Pri použití daného systému sa výrazne znižuje množstvo použitého materiálu čo má pozitívny efekt na ekonomiku a ekológiu sanácie.



Obrázok 2 Pred a počas aplikácie Mapelastic Guard (most Hlohovec II/513)



Obrázok 3 Prinavrátenie tvaru mostnej konštrukcie pred aplikáciou Mapelastic Guard (most Liptovský Ján D1)



Obrázok 4 Finálny vzhľad po aplikácii Mapelastic Guard (most Liptovský Ján D1)

Záver

Spojením novodobých materiálov a klasického prístupu k sanácií železobetónových konštrukcií vieme dosiahnuť oveľa lepšiu ochranu a tým aj životnosť konštrukcie. Ďalší pozitívny vplyv je v znížení uhlíkovej stopy sanácie pri použití menšieho množstva sanačných materiálov. Ekonomická výhoda spočíva v predĺžení životnosti konštrukcie a nižšej cene samotného systému.

Správny návrh sanačného systému je možné dosiahnuť úzkou spoluprácou medzi investorom, projektantom, zhotoviteľom a dodávateľom. Úspešnou spoluprácou bolo v tomto roku (2023) opravených množstvo mostov na našom území, ktoré nám budú spoľahlivo slúžiť najbližšie desiatky rokov. Za pozornosť stoja mosty Hlohovec (II/513), Rudník (II/581), Liptovský Ján (D1) a iné.

Literatúra

- [1] Rostislav Drochytka, Trvanlivosť stavebných materiálov, VUT v Brně, 2007
- [2] J. Bilčík, J. Dohnálek, Sanace betonových konstrukcí, JAGA, 2003
- [3] I. Janotka, L. Krajčí, A. Špaček, Karbonatácia betónu železobetónových konštrukcií – Časť I: Základné poznatky, BETON, 2011
- [4] Materiály spoločnosti MAPEI SpA, Miláno, Taliansko

VYUŽITIE GFRP VÝTUŽE V SPOJITÝCH NOSNÍKOCH

Michaela Štefanovičová¹
Róbert Sonnenschein²

Abstrakt

Využitie GFRP výstuží v nosných konštrukciách má viaceré obmedzenia stanovené v normách. Návrh GFRP výstuže a správanie sa proste prvkov sú experimentálne podložené mnohými výskumami. V prípade použitia pozdĺžnej výstuže z GFRP v spojitých konštrukciách je viacero nejasností a poznatkov z malého množstva experimentálnych meraní.

Úvod

Správanie proste podopretých nosníkov vystužených FRP výstužou bolo v posledných desaťročiach intenzívne skúmané, t. j. na vyhodnotenie ohybovej kapacity, možných spôsobov porušenia, vývoja trhlín a na posúdenie odozvy na priehyb FRP vystužených nosníkov. Vzhľadom na nižší modul pružnosti tyčí z FRP, medzný stav použiteľnosti (SLS) (priehyb a šírka trhliny) zvyčajne riadi návrh betónových prvkov. Správanie sa spojitých nosníkov vystužených GFRP výstužou nie je dostatočne preskúmané. Lineárny vzťah medzi elastickým napätím a deformáciou až do porušenia prútov FRP vyvoláva obavy zo schopnosti prútov GFRP prerozdeľovať momenty v spojitých prvkoch. Vo všeobecnosti sa schopnosť prvkov prerozdeľovať momenty pripisuje hlavne predpokladu, že prvky majú dostatočnú ťažnosť na to, aby došlo k plastickej deformácii. Preto by sa podľa smerníc pre prvky vystužené FRP nemalo uvažovať s prerozdeľením momentu v spojitých nosníkoch alebo iných staticky neurčitých konštrukciách [1], [2]. Niektoré štúdie však naznačujú, že redistribúcia ohybového momentu v spojitom betónovom nosníku vystuženom GFRP je možná [3], [4]. Takmer všetky experimentálne výskumy boli zamerané na prvky vystužené pozdĺžnou výstužou v FRP kombinovaného s oceľovou výstužou.

Viaceré zahraničné experimentálne štúdie uvádzajú, že nadmerné vystuženie spodnej plochy spojitých nosníkov vystužených GFRP je kritickým faktorom pri kontrole šírky a rozvoja trhlín, čím sa zvyšuje únosnosť pri zmenšení priehybu takýchto nosníkov. Na druhej strane zväčšenie plochy GFRP výstuže pri hornom povrchu spojitých nosníkov nad podperou významne neprispieva k zlepšeniu únosnosti alebo zmenšeniu priehybu. Okrem toho štúdie uvádzajú, že zvýšenie množstva výstuže GFRP pri spodnom okraji na úkor zníženia výstuže pri hornom kraji zlepšilo konštrukčné vlastnosti zvýšením tuhosti a umožnením prerozdelenia

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

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

ohybových momentov zo strednej podpory. V prípade nedostatočného vystuženia horného povrchu však bolo pozorované, že nad strednou podperou spojitých nosníkov vystužených GFRP sa vytvorili široké trhliny a nakoniec sa spojitý nosník zmenil na dva prosté nosníky. Po zmene konštrukčného systému nasledovalo drvenie betónu v strede poľa.

Experimentálne vzorky

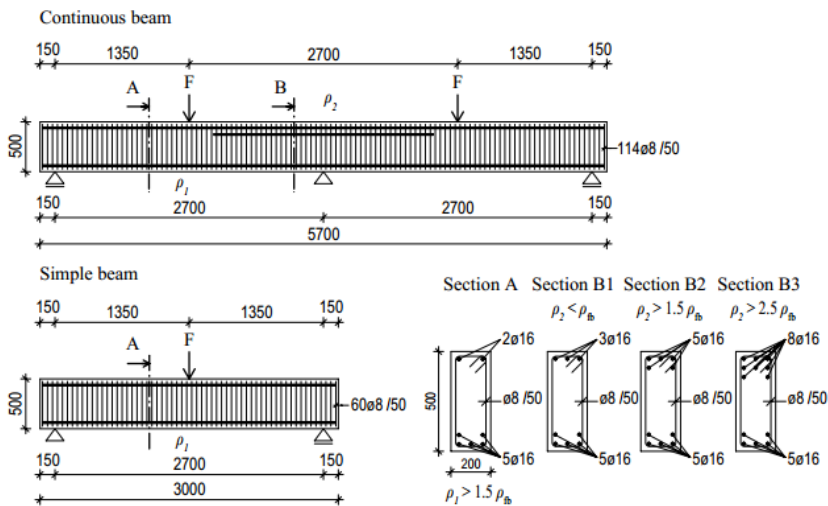
Experimentálny program pozostával z 12 nosníkov: deviatich spojitých nosníkov a troch prostých nosníkov. Všetky nosníky mali obdĺžnikový prierez 200 x 500 mm. Spojité nosníky mali celkovú dĺžku 5700 mm s dvoma rovnakými poliami po 2700 mm. Prosté nosníky mali celkovú dĺžku 3000 mm rovnako s rozpätím 2700 mm ako spojité nosníky.

Boli použité dva rôzne typy GFRP výstuže (HW a HWSC GFRP) a ocelové prúty ako pozdĺžne vystuženie nosníkov na vyhodnotenie vplyvu súdržnosti na ohybovú odolnosť.

Plocha pozdĺžnej výstuže pri spodnom povrchu v poli bola rovnaká pre všetky spojité a prosté nosníky. V prípade nosníkov vystužených GFRP bolo cieľom mať nadmerne vystužený stred rozpätia, kde by pomer vystuženia ρ_1 bol minimálne $1,5 \rho_{fb}$ (ρ_{fb} je balančný stupeň vystuženia prierezu vystuženého GFRP). Podľa materiálových vlastností GFRP prútov od výrobcu cieľový stupeň vystuženia v strede rozpätia ρ_1 zodpovedal ploche vystuženia piatich prútov s priemerom 16 mm. V prípade nosníkov vystužených ocelovou výstužou bola plocha výstuže identická s výstužou GFRP (5Ø16). Táto plocha vystuženia ocelevej výstuže pre stredný úsek však zodpovedala nedostatočnému stupňu vystuženia $\rho_1 < \rho_{sb}$ (ρ_{sb} je balančný stupeň vystuženia ocelou vystuženého prierezu).

Plocha pozdĺžnej výstuže pri hornom povrchu (nadpodperový prierez) odlišovala sériu spojitých nosníkov. V prípade spojitých nosníkov vystužených GFRP bolo cieľom prvej série dosiahnuť podvystužený prierez v strednej podpere $\rho_2 < \rho_{fb}$; pre druhú sériu prevystužený prierez $\rho_2 > 1,5 \rho_{fb}$ a pre tretiu sériu výrazne prevystužený prierez $\rho_2 > 2,5 \rho_{fb}$. Vystuženie jednotlivých nosníkov je na Obr. 1. Cieľový stupeň vystuženia podľa materiálových vlastností GFRP prútov od výrobcu zodpovedal trom prútom s priemerom 16 mm pre sekciu prvú sériu, päť prútov s priemerom 16 mm druhú sériu a osem prútov s priemerom 16 mm tretí prípad. Pri spojitých nosníkoch vystužených ocelou zostala plocha vystuženia na hornom povrchu rovnaká ako pri nosníkoch vystužených GFRP. Avšak rovnako plocha ocelevej výstuže v medzipodperovom priereze zodpovedala stupňu podvystuženého prierezu $\rho_1 > \rho_{sb}$ vo všetkých troch sériách.

Všetky spojité a prosté nosníky boli vystužené ocelovými strmeňmi s priemerom 8 mm a rozstupom 50 mm po celej dĺžke, aby sa zabránilo šmykovému porušeniu. Šmyková únosnosť jednoduchých nosníkov bola 470 kN, u spojitých nosníkov od 432 kN do 508 kN (podľa Eurokódu 2). Hoci sú ocelové strmene náchylné na koróziu, boli použité vo vzorkách, pretože strmene GFRP ešte sú komplikované na výrobu.



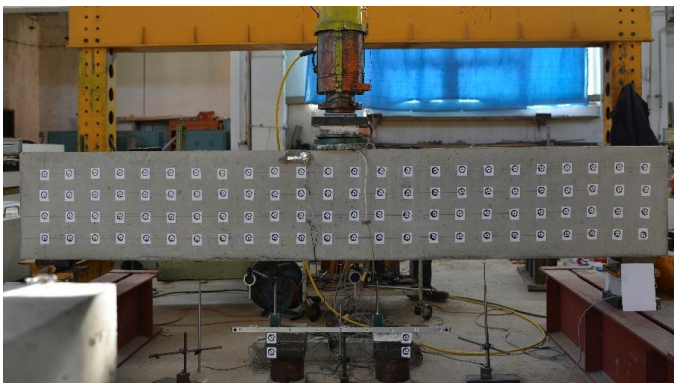
Obr. 1 Geometri a vystuženie skúšaných nosníkov



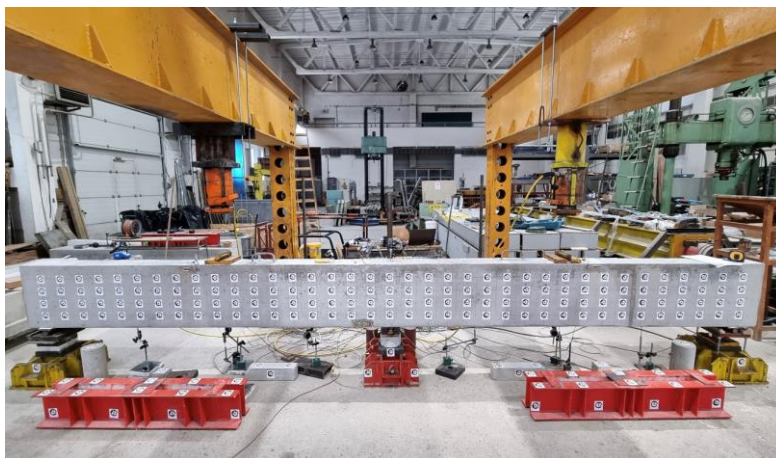
Obr. 2 Vystuženie nosníkov pred betonážou

Experimentálna zostava

Experimentálna zostava pozostáva z oceľových rámov s ukotvenými lismi s kapacitou 1000 kN, ktorými sa vnášalo zaťaženie do nosníkov v strede rozpätí medzi podperami. Pomocou silomerov sa merali sily v podperách aj v mieste vnášania zaťažovania. Ďalej boli merané deformácie pomocou LVDT snímačou, stotinových hodínok, naklonenie mechanickými libelami umiestnenými na koncoch nosníka a tenzometrami sa merali pretvorenia výstuže aj tlačeneho betónu. Taktiež bolo robené fotogrametrické meranie deformácií nosníka, ktoré zároveň pri vyhodnocovaní slúžilo na vyhodnotenie pretvorení po výške prierezu ako aj dĺžke nosníka a overenie napätia vo výstuži a betóne. Zaťažovanie bolo realizované v 25 kN krokoch. Skúšobné zostavy prostých a spojitých nosníkov sú na obr. 3 a 4.



Obr. 3 Skúšobná zostava prostého nosníka



Obr. 4 Skúšobná zostava spojitého nosníka

Záver

Z nameraných dát boli vyhodnocované: spôsob porušenia nosníkov, rozvoj a šírka trhlín, vývoj redistribúcie ohybových momentov v závislosti od stupňa vystuženia nadpodperového prierezu, deformácie a odolnosť nosníkov. Zrealizovaný experimentálny program prispel k rozšíreniu výsledkov pri použití GFRP výstuže v spojitých nosníkoch v závislosti od stupňa vystuženia nadpodperového prierezu.

Pod'akovanie

"Táto práca vznikla s podporou výskumného projektu VEGA č. VEGA 1/0144/23 "Overenie spoľahlivosti nelineárnych metód európskych noriem a návrhové modely nosných prvkov pre nemetalické G-FRP výstuže vyrábané na Slovensku".

Literatúra

- [1] ACI Committee 440, Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with fiber-reinforced polymer FRP bars. American Concrete Institute, 2015.
- [2] CAN/CSA S806-12, Design and Construction of Building Components with Fiber-Reinforced Polymers. Mississauga, ON, Canada: Canadian Standards Association, 2012.
- [3] I. F. Kara and A. F. Ashour, "Moment redistribution in continuous FRP reinforced concrete beams," Constr Build Mater, vol. 49, pp. 939–948, 2013, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2013.03.094.
- [4] M. El-Mogy, A. El-Ragaby, and E. El-Salakawy, "Flexural Behavior of Continuous FRP-Reinforced Concrete Beams," Journal of Composites for Construction, vol. 14, no. 6, pp. 669–680, 2010, doi: 10.1061/(asce)cc.1943-5614.0000140.

Sekcia 4

Technologické postupy sanácie

Odborní garanti a recenzenti sekcie:

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

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

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

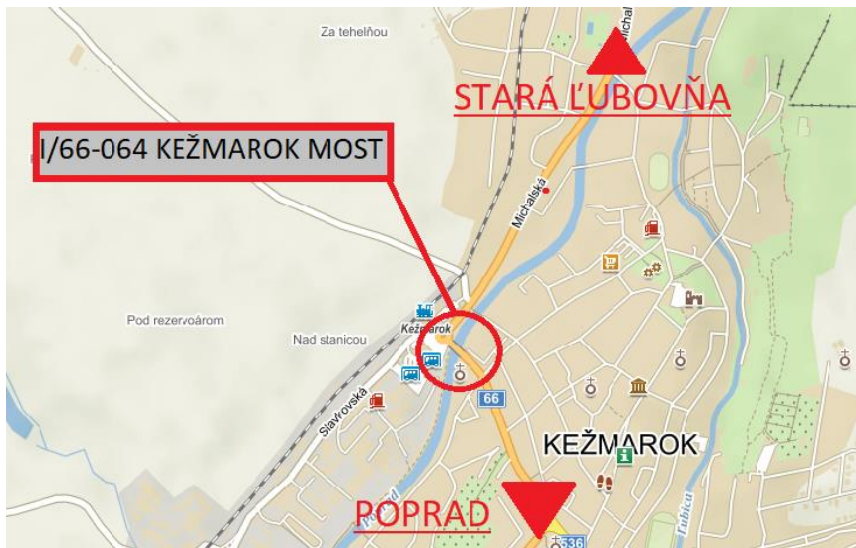
prof. Ing. Rostislav Drochytka, Fakulta stavební VUT Brno

REKONŠTRUKCIA MOSTA CEZ RIEKU POPRAD V KEŽMARKU

Juraj Kopčák¹
Dávid Oravec²

Abstrakt

Príspevok popisuje rekonštrukciu mosta v Kežmarku, ktorý sa nachádza na pomerne vyťaženej ceste I. triedy premostujúcej rieku Poprad. Po diagnostike, ktorá most zaradila do kategórie VI – veľmi zlý technický stav, bola znížená normálna zaťažiteľnosť mosta na 5t. Následne bola na moste výrazne zredukovaná doprava, kde bol jeden dopravný smer vedený stredom mosta a druhý cez provizórne premostenie. Už pred samotnou rekonštrukciou mosta bola celá doprava presmerovaná na dve dočasné premostenia. Samotnú rekonštrukciu sprevádzali komplikácie, keďže pôvodný zhotoviteľ počas rekonštrukcie odišiel zo stavby. Tým spôsobil výrazné omeškanie stavby a komplikácie vo vnútromestskej doprave mesta Kežmarok.



¹ Ing., DOPRAVOPROJEKT a.s, divízia Prešov, Jarkova 28, 080 01 Prešov

² Ing., DOPRAVOPROJEKT a.s, divízia Prešov, Jarkova 28, 080 01 Prešov

Opis a príbeh mosta

Predmetný most premost'ujúci rieku Poprad v meste Kežmarok bol postavený v roku 1967 po tom, čo v roku 1959 veľká voda vzala pôvodný klenbový most.



Projektová príprava nového mosta začala bezprostredne po zbúraní starého mosta. Zadávací projekt spracovala firma Dopravoprojekt v roku 1962. Most bol navrhnutý ako monolitická predpätá rámová konštrukcia s previslými koncami, ktoré sú zaistené tiahkami proti nadvihnutiu. V priečnom smere je nosná konštrukcia tvorená piatimi trámami a v pozdĺžnom smere má premennú výšku. Trámy sú v miestach nábehov pri podperách uzavreté do komôr. Dĺžka premostenia je 38m a dĺžka nosnej konštrukcie je 48,5m. Šírka mosta je 15,5m. Založenie mosta je plošné.



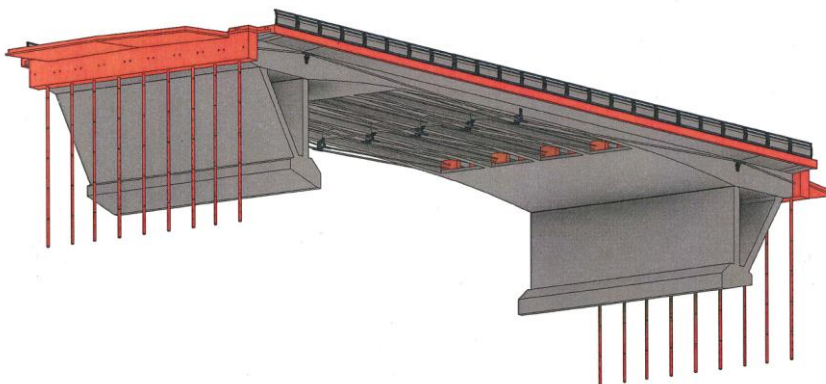
V roku 2019 bola spracovaná diagnostika mosta spolu s výpočtom zaťažiteľnosti ktorú spracovalo združenie firiem Construmat, s.r.o. a Inset s.r.o. a ktorá zaradila most do stavebno-technického stavu VI, čo je veľmi zlý stav. Na základe výpočtu zaťažiteľnosti boli stanovené tieto zaťažiteľnosti mosta: normálna zaťažiteľnosť 5t, výhradná zaťažiteľnosť 18t a výnimočná zaťažiteľnosť 42t. Bol vyhlásený krízový stav a zasadal krajský krízový štáb na ktorý správca mosta SSC prizvala ako konzultanta našu spoločnosť DOPRAVOPROJEKT. Krízový štáb prijal viaceré

opatrenia. Prvým bolo nasmerovanie dopravy do stredu mosta s vylúčením nákladnej dopravy. Ďalším zriadenie dočasného premostenia cez rieku Poprad po ktorom bol vedený jeden dopravný smer. Druhý dopravný smer bol vedený v strede jestvujúceho mosta. Dočasné premostenie bolo navrhnuté z jednopoložovej oceľovej priehradovej konštrukcie ŽM16 s rozpätím poľa 42m. Dočasný most bol založený plošne na cestných paneloch a do projektovanej polohy bol vysunutý. Následne bola vyhlásená súťaž na projekt rekonštrukcie mosta v ktorom uspela naša spoločnosť. Samotnú rekonštrukciu sprevádzali komplikácie, keďže pôvodný zhotoviteľ počas rekonštrukcie odišiel zo stavby. Tým spôsobil výrazné omeškanie stavby a komplikácie vo vnútromestskej doprave mesta Kežmarok. Zhruba na jeden rok bola zastavená rekonštrukcia mosta a bolo vyhlásené nové obstarávanie na zhotoviteľa. V súčasnosti rekonštrukciu mosta realizuje firma CMR s.r.o. a je v záverečnej fáze.

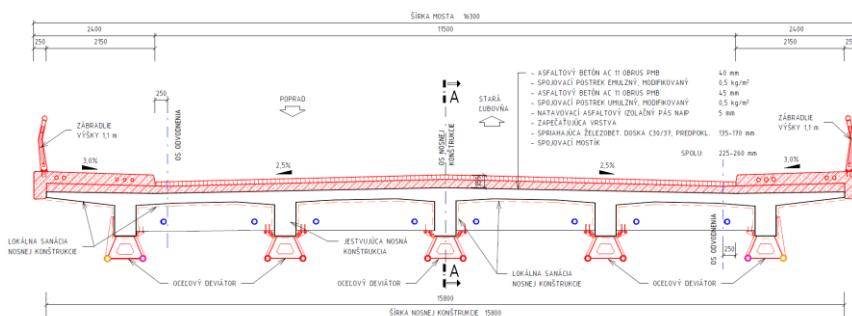
Návrh rekonštrukcie mosta

Rekonštrukcia mosta bola navrhnutá za vylúčenia dopravy. K prvému dočasnému mostu pribudol druhý, na ktorý bola presmerovaná jednosmerná doprava z jestvujúceho mosta. Návrh rekonštrukcie vychádzal z výsledkov diagnostiky mosta. Z nej vyplývalo, že vo všetkých pozdĺžnych predpätých nosníkoch sú, najmä v oblasti okolo stredu rozpätia, série zvislých trhlín na celú výšku nosníkov, vo viac-menej pravidelných vzdialenostiach 40 -50 cm. Šírka trhlín bola do 0,6 mm. Na vozovke, nad oporami a za prechodovými doskami, boli zistené viditeľné trhliny, čo spôsobilo zatekanie vody na nosnú konštrukciu a spodnú stavbu. Dlhodobé zatekanie vody cez trhliny na vozovke, spôsobili rozpad betónu a koróziu obnaženej betonárskej výstuže na spodnej stavbe. Nefunkčné odvodňovače, skorodované zábradlie, rozpadnuté rímasy s korodujúcou obnaženou výstužou dopĺňali zlý stav mosta.

Statická analýza bola realizovaná na priestorovom prútovom modeli. Analýzou bolo zistené, že došlo k úbytku predpätia na úrovni cca 20% v nosnej konštrukcii a cca 30% v tiahloch. Tiež bolo zistené, že daný most bol navrhnutý ako čiastočne predpätý. Tieto zistenia boli základným predpokladom pre návrh zosilnenia mosta.



Zosilnenie bolo navrhnuté pomocou voľnej predpínacej výstuže vedenej mimo prierez NK v kombinácii so spriahujúcou doskou zo železobetónu. Tiež boli zaistené previslé konce NK mikropilótami. Po odstránení zvršku a vyrovňavacieho betónu nosnej konštrukcie, boli za previslými koncami vybudované koncové priečniky. Do týchto priečnikov bola kotvená voľná predpínacia výstuž, ktorá bola vedená popri trámoch. Deviovaná bola nad podperami, v hornej čast NK a v strede mosta pod úrovňou spodnej hrany NK prostredníctvom oceľových deviátorov. Predpínacia výstuž bola tvorená 4,6,7 a 8 lanovými káblami uloženými v HDPE rúrkach vyplnených injektážnou maltou. Predpínacie laná boli metalizované (konštrukcia káblov zmysle FIB buletínu 30). Do koncových priečnikov boli zároveň kotvené mikropilóty, ktoré poistujú nadvihnutie previslých koncov NK. Predpätie do NK bolo vnášané postupne. Najprv boli predpínacie káble predopnuté na 50%. Následne bola vybudovaná spriahujúca doska a po jej vybudovaní boli predpínacie káble dopnuté na 100%.



Šírkové usporiadanie na moste rešpektuje pôvodné šírkové usporiadanie. Medzi zvýšenými obrubami je dopravný priestor šírky 11,5m. Chodníky šírky 2,4m sú zo železobetónu.



Záver

V súčasnosti je rekonštrukcia mosta v záverečnej fáze. Sprejazdnenie mosta je naplánované na koniec novembra. Predchádzať mu bude statická zaťažovacia skúška. Po sprejazdnení mosta by si mal oddýchnuť celý región, ktorý bol neprimerane dlho traumatizovaný nepríjemnými dopravnými obmedzeniami.



REKONŠTRUKCIA OŽĎANSKÉHO TUNELA

Peter Havlíček¹

Peter Paulík²

Abstrakt

Ožďanský tunel bol postavený v roku 1913, ale od roku 2000 je nevyužívaný z dôvodu zrušenia železničnej trate. V roku 2023 prebehla rekonštrukcia tohto tunela a po kolaudácii v roku 2024 sa stane súčasťou cyklotrasy Rimavská Sobota - Poltár. V článku je popísaná predprojektová príprava až po vypracovanie návrhu a projektu rekonštrukcie a porovnanie projektu so skutočnou realizáciou ako aj opis zmien vzniknutých pri výstavbe.

Úvod

V rámci rozvoja cyklistickej infraštruktúry v Banskobystrickom samosprávnom kraji bol schválený projekt cyklotrasy medzi Rimavskou Sobotou a Poltárom V koridore bývalej železničnej trasy. Celková dĺžka trasy je 30 km a súčasťou úseku je 29 mostov a priepustou a Ožďanský tunel o dĺžke 151m. V roku 2018 prebehlo verejné obstarávanie na projekt, ktoré vyhrali spoločnosť Cykloprojekt s.r.o. spolu s Proponti s.r.o. Ako súčasťou predprojektovej prípravy bola v roku 2018 vykonaná diagnostika tohto tunela. Pri obhliadke boli objavené rozsiahle poruchy ostenia v niektorých segmentoch čomu bol prispôsobený aj návrh jeho rekonštrukcie. Kompletný projekt cyklotrasy bol odovzdaný investorovi v januári 2020 a koncom roka 2021 bol úspešne vysúťažený investor OHLA ŽS Slovakia, a.s. Stavebné práce na cyklotrasy sa plne rozbehli začiatkom roka 2023 a väčšina bola ukončená v novembri 2023. Kolaudácia je naplánovaná na január 2024.

Diagnostický prieskum

Diagnostika s podrobným zameraním tunela sa uskutočnila v prvej polovici roku 2019 a bola realizovaná firmou Proponti s.r.o. v spolupráci s katedrami KBKM a Geotechniky (STU Bratislava). Hlavným cieľom bolo stanovenie mechanických parametrov betónu a lokalizácia porúch ostenia. Pri diagnostike sa zosťovalo aj podložie za ostiením tunela dvoma geologickými vrtmi, dĺžky 30 metrov cez nadložie až do hĺbky 6 metrov pod dno tunela. Pri diagnostike bola zisťovaná pevnosť betónu ostenia jadrovými vrtmi a schmidtovým tvrdomerom. Pevnosť betónov ostenia mala veľký rozptyl a pohybovala sa v intervale 8-41 MPa s modulom pružnosti 9,5 - 25,5 MPa. Rovnako boli vykonané odtrhové skúšky, meranie karbonatácie a obsahu chloridov spolu s vizuálnou obhliadkou tunela.

¹ Ing., PhD., Peter Havlíček, Senická cesta 34, 974 01 Banská Bystrica

² Doc., Ing., PhD., Peter Paulík, Pomlejská 1759/60A, 93101 Šamorín

Záver z diagnostiky by bolo možné zhrnúť nasledovne. Tunel intenzívne zateká s čím súvisia ďalšie poruchy ako tvorba inkrustácií a biologická korózia ostenia. V niektorých segmentoch dochádzalo k čiastočnému rozpadu betónu. Ostenie pri portáloch bolo porušené viacerými trhlinami, ktoré boli inkrustované a teda bolo možné predpokladať, že vznikli už dávnejšie a sú neaktívne. Trhliny sa vyskytovali aj v niektorých vnútorných častiach ostenia, pričom približne polovica z nich bola inkrustovaná. Celkový stav tunela bol zhodnotený ako zlý s odporúčaním na vykonanie rozsiahlej rekonštrukcie a dlhodobého monitoringu deformácií ostenia.

Návrh sanácie tunela

Ako už bolo spomenuté v predošlej kapitole, opätovné sprevádzkovanie tunela by si vyžiadalo jeho rozsiahlu rekonštrukciu. Tá bola navrhnutá nasledovne. Ako prvé nasledovalo celoplošné očistenie tunela vysokotlakovým vodným lúčom, s cieľom identifikovať a odstrániť miesta so slabým alebo porušeným betónom. Tieto miesta sa následne zasanovali sanačnou maltou. Aby sa zabránilo neželaným priesakom vody mimo systém odvodnenia bola na ostenie tunela aplikovaná kryštálická hydroizolácia Xypex. Kritické miesta kde dochádzalo k odpadávaniu a rozpadu betónu boli zosilnené sekundárnym osténím zo železobetónu. Po celej dĺžke tunela sa odstránil železničný zvršok a na jeho miesto sa vybetónovala rozperná železobetónová doska. Pre zlepšenie odvodnenia vozovky boli v tuneli vytvorené pozdĺžne odvodňovacie žľaby.

Priebeh rekonštrukcie

Stavebné práce na tuneli začali približne v marci 2023. Tunel je sám osebe zle prístupný a ako prvý krok bolo vyčistenie okolia tunela od vegetácie a odťaženie nánosov sutiny pri portáloch. Následne sa pokračovalo s odstránením železničného zvršku a pristúpilo sa k odťažovaniu násypu.

Pri odťažovaní násypu začalo dochádzať k neočakávanému zaplavovaniu tunela. Pri ďalšom odkopaní bolo objavené dno tunela s pôvodným systémom odvodnenia ktoré bolo pri odťažovaní koľajového lôžka zanesené. Treba spomenúť, že pôvodná projektová dokumentácia tunela ani dokumentácia po rekonštrukciách tunela nebola dostupná a pri diagnostike nebolo dno tunela objavené. Celkový systém odvodnenia nebol rovnako jasný keďže pred vyčistením bol celý za nenesený suitou a naplaveninami. Rovnako bol odkrytý aj pôvodný systém vonkajších odvodňovacích rigolov nad portálmi tunela. Ako riešenie tohto problému bola vykonaná mimoriadna obhliadka stavby a po konzultácii so zhotoviteľom bola vypracovaná zmena projektu a to nasledovne. Koľajové lôžko sa odťažilo až po betónové dno tunela. Následne bolo dno a odvodňovací kanál prečistený a zasanovaný. Súčasne boli dobudované 3 revízne šachty ktoré zabezpečia prístup k odvodňovaciemu kanálu a umožnia jeho čistenie. Po rekonštrukciách systému odvodnenia sa pôvodné dno tunela spätne zasypalo novou štrk drvinou na ktorej bolo vybetónované nové rozperné dno. Toto kompromisné riešenie bolo zvolené na základe dohody všetkých zúčastnených strán, pričom rozhodujúcimi faktormi boli termíny výstavby a obmedzenia pri čerpaní eurofondov.

[illegible]

102

Ďalšie problémy nastali pri aplikácii sanačných hmôt v nezosilnených úsekoch tunela kde bola pri čistení ostenia v hornej časti objavený čierny povlak, ktorý nebolo možné očistiť bez výrazného poškodenia ostenia. Pri obhliadke tunela bol zistený začernenie ostenia tunela. Toto začernenie bolo pripísané kombinácií plesní a sadzí zo zatekania a prevádzky. Tento predpoklad bol len čiastočne pravdivý keďže vo vrchole ostenia bol nanesený aj asfaltovo-dechtový náter. Pôvodný povlak sa nakoniec ponechal a na ostenie bola celoplošne aplikovaná kryštallická hydroizolácia XYPEX. Na obrázku 3 a 4 je ostenie tunela pred a po sanácii.



Obr. 3 - Ostenie tunela pred aplikovaním XYPEX



Obr. 4 - Ostenie tunela po aplikovaní XYPEX

Posledným problémom pri sanácii nastal pri aplikácii epoxidovej vozovky a epoxidového náteru ostenia. Náter bol na ostenie aplikovaný ale po krátkom čase za začal lokálne odlupovať. Po obhliadke výrobcu sanačných hmôt a projektanta boli identifikované nasledovné príčiny. V tuneli bol zistený problém s rosným bodom a dochádzalo ku kondenzácii vody na ostení tunela. Keďže nebol dlhodobo sledovaný teplotný režim v tuneli nebolo možné presne stanoviť vhodný čas na aplikáciu náterových hmôt. Ďalšou príčinou môže byť čistota povrchu alebo nekompatibilita hmôt XYPEX a epoxidového náteru od SICA. Poslednou príčinou môže byť nedostatočná odtrhová pevnosť povlaku XYPEX ktorá bola nameraná 1,23MPa a požadovaná pevnosť pre náter SICA je 1,5MPa.

Epoxidová vozovka zatiaľ nebola aplikovaná a možno bude nahradená asfaltovou vozovkou.

Záver a odporúčania

Vypracovanie projektu rekonštrukcie Ožd'anského tunela a spolupráca pri jeho výstavbe priniesla veľa cenných skúseností preto by sme vyslovili nasledovné odporúčania.

Napriek tomu, že bola vykonaná podrobná diagnostika tunela nebolo objavené pôvodné dno tunela. Identifikovanie tohto dna by si však vyžiadalo náročné ručné odkopanie železničného zvršku čo nie je bežne pri diagnostikách realizované. Tiež treba podotknúť, že nebola dostupná pôvodná projektová dokumentácia. Napriek týmto nejasnostiam bolo navrhované riešenie rekonštrukcie dostatočne flexibilné a reálne skutočnosti bolo možné do projektu zapracovať. Predišlo sa zdržaniu stavby aj keď sa nedalo vyhnúť vniknutým nadprácam a navýšeniu nákladov na výstavbu ktoré ale boli v rozumnej miere a boli akceptované investorom.

Ďalej rade by sme upozornili na problematiku použitia sanačných hmôt a náterov na báze epoxidu ktorá sa počas výstavby tunela ukázala ako veľmi problematická. Epoxidové hmoty sú vysoko citlivé na kvalitu a čistotu povrchu a hlavne na prítomnosť vlhkosti čo sa ukázalo ako obzvlášť problematické pri tomto projekte.

Na záver odporúčame zvážiť použitie sanačných hmôt od rôznych výrobcu kde je nejasná alebo nepreskúmaná kompatibilita jednotlivých materiálov.

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

VYUŽITIE EXISTUJÚCICH ŽELEZNIČNÝCH MOSTOV AKO SÚČASŤ NOVEJ POZEMNEJ KOMUNIKÁCII MEDZI PÚCHOVOM A POVAŽSKOU BYSTRICOU

Peter Koteš¹
Patrik Kotula²
Ondrej Kridla³
Branislav Vavák⁴

Abstrakt

Príspevok sa zaoberá diagnostikou, prepočtom, stanovením zaťažiteľnosti a odporúčaní pre ďalšiu využiteľnosť vybraných železničných mostných objektov v pôvodnom úseku železničnej trate okolo Nosickej priehrady na pozemnej komunikácii spájajúcej mestá Púchov a Považská Bystrica. Úloha bola riešená v rámci spolupráce Katedry stavebných konštrukcií a mostov, Stavebnej fakulty, Žilinskej Univerzity v Žiline s Výskumným a vývojovým ústavom železníc Žilina. Prezentovaný je aktuálny stav predmetných mostov po vybudovaní novej pozemnej komunikácie.

1. Úvod

Z dôvodu modernizácie Slovenských železníc na vyššiu traťovú rýchlosť (200 km/h), bolo v úseku Púchov – Považská Bystrica zmenené trasovanie železnice, v rámci ktorého bola postavená nová železničná trasa vedená cez Nosickú priehradu, súčasťou ktorej boli riešené nové mostné a tunelové objekty. V rámci revitalizácie bola snaha na využitie pôvodného vedenia trate s jestvujúcimi mostnými objektami využiť na prestavanie na novú pozemnú komunikáciu ako náhradu za starú a zrušenú. Z tohto dôvodu bolo potrebné pre mnohé mostné objekty zistiť aktuálny stav s využitím diagnostických metód, posúdiť či môžu byť využité, prípadne aké opatrenie je potrebné, aby vyhovovali pre nové zaťaženie, alebo ich nahradenie novým objektom. Výskumný a vývojový ústav železníc Žilina (VVÚŽ) oslovil Katedru stavebných konštrukcií a mostov (KSKM), Stavebnej fakulty, Žilinskej univerzity v Žiline (SvF UNIZA) o spoluprácu na zadanej úlohe. Spoločne bolo vybraných sedem objektov: tri betónové klenby rôznych svetlostí (obr. 1) a dva atypické trámové mosty (obr. 2) riešili pracovníci KSKM, dva priame doskové mosty s krátkym rozpätím (obr. 3) pripadli výskumným pracovníkom VVÚŽ.

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

² Ing., PhD., Výskumný a vývojový ústav železníc Žilina, 1.mája 34, 010 02 Žilina

³ Ing., Výskumný a vývojový ústav železníc Žilina, Staničná 4, 066 01 Humenné

⁴ Ing., Výskumný a vývojový ústav železníc Žilina, 1.mája 34, 010 02 Žilina

2. Popis mostných objektov

Skúmané mostné objekty sa nachádzajú v telese pôvodnej železničnej trate na traťovom úseku žst. Bratislava hl. st. – žst. Žilina zriaďovacia stanica. Časť tejto trate sa budovala v roku 1954 ako preložka z pôvodnej polohy, nakoľko si to vyžiadala výstavba vodného diela Nosice. Diagnostika trámových mostov a klenieb bola vykonaná v dňoch 17.-18.3. 2021. Prieskum bol zameraný na stanovenie aktuálneho stavu, rozsahu porúch, ktorý sa robil najmä vizuálnou prehliadkou, overením skutočných rozmerov nosnej konštrukcie (NK) a spodnej stavby, získaním materiálových charakteristík a overením prítomnosti betonárskej výstuže v klenbách za pomoci 3D skeneru. Následne boli všetky objekty prepočítané pomocou programového balíka SCIA Engineer [7], kde použité materiálové modely reflektovali na aktuálne hodnoty získané nedeštruktívnymi a deštruktívnymi skúškami a stanovili sa ich zaťažiteľnosti [1-4].



a) MO č. 209 v km 161,218



b) MO č. 228 v km 167,131



c) MO č. 220 v km 164,620

Obr. 1 Pohľad na betónové klenbové mosty – pôvodný stav pred vybudovaním pozemnej komunikácie

Mostný objekt č. 209 (obr. 1a) má NK riešenú ako monolitickú klenbu (kruhový segment) premenlivej hrúbky 0,65 ~ 2,00 m so svetlosťou 4,00 m a premenlivou svetlou výškou 3,50 ~ 5,20 m. Premosťuje miestnu komunikáciu a potok. Klenba pozostáva z jedného dilatačného celku s presypávkou premenlivej hrúbky. Spodnú stavbu tvoria dve masívne gravitačné opory z prostého betónu, rovnobežné krídla v smere obce Nosice a svahové (šikmé) krídla v smere na železničnú zastávku Nosice. Čelá opory sú zvislé. Opory a krídla sú pravdepodobne založené plošne [2].

Mostný objekt č. 228 (obr. 1b) premost'uje miestny vodný tok, ktorý kolmo križuje existujúce železničné teleso. Pred vtokovou stranou je rámový priepust popod pozemnú komunikáciu. Nosnou konštrukciou je betónová klenba hrúbky 0,71 m a kamenný drier. Spodná stavba sa nedala diagnostikou overiť, predpokladá sa masívna gravitačná opora. Tvar klenby je kruhový segment a je rozdelená na 3 dilatačné celky so svetlosťou otvoru 3,00 m s voľnou výškou na vtokovej strane 2,70 m. Klenba je presypaná vrstvou zeminy násypu zemného telesa trate o hrúbke cca 4,00 m [2].

Mostný objekt č. 220 (obr. 1c) sa nachádza v blízkosti Nosiskej priehrady. Nosnou konštrukciou je betónová klenba (kruhový segment) hrúbky 0,50 m so svetlosťou 2,50 m. Mostný objekt sa skladá z dvoch dilatačných celkov. Voľná výška otvoru je 2,30 m. Premosťovanou prekážkou je miestny vodný tok. Spodnú stavbu tvoria dve masívne gravitačné opory z prostého betónu a rovnobežné gravitačné krídla [2].



a) MO č. 223 v km 165,720



b) MO č. 227 km 167,060

Obr. 2 Pohľad na monolitické železobetónové trámové mostné konštrukcie – pôvodný stav pred vybudovaním pozemnej komunikácie

Mostný objekt č. 223 (obr. 2a) bol vybudovaný v rámci výstavby križovania železničnej trate Púchov – Považská Bystrica a cesty III/1983. Nosnú konštrukciu tvorí monolitická trámová konštrukcia (dva krajné trámy a jeden široký šikmý stredný trám s výškou 0,780 m vrátane dosky), ktorá je vystužená betonárskou výstužou ROXOR. Spolupôsobenie trávov v priečnom smere je zabezpečené železobetónovou doskou hrúbky 0,44 m. Šikmá svetlosť mosta je 10,62 m (kolmá

7,50 m). V pozdĺžnom smere ide o jednopoloťovú koňštrukciu so ťíkmým rozpätím 11,38 m (kolmé je 8,03 m). Spodnú stavbu tvoria dve monolitické ťelezobetónové opory s rovnobežnými a ťíkmými samostatne pôsobiacimi krídlami. Nosná koňštrukcia je uložená na ťelezobetónových úložných prahoch bez ložísk – pravdepodobne bolo riešené uloženie na lepenkách [1].

Mostný objekt č. 227 (obr. 2b) má koňštrukčné riešenie a statický systém rovnaký ako v prípade mostu M 223, ale ťíkmosť mosta je v opačnom smere. Svetlosť (ťíkmá) mostu je 10,70 m (kolmá 7,48 m). V pozdĺžnom smere ide o jednopoloťovú koňštrukciu so ťíkmým rozpätím 11,46 m (kolmé je 8,01 m). Trámy majú výšku 0,78 m (vrátane dosky hrúbky 0,46 m). Spodná stavba mosta je rovnakého koňštrukčného riešenia ako pri objekte č. 223 [1].



a) MO č. 208 v km 1,001



b) MO č. 221 v km 5,417

Obr. 3 Pohľad na monolitické ťelezobetónové trámové mostné koňštrukcie – pôvodný stav pred vybudovaním pozemnej komunikácie

Mostný objekt č. 208 (obr. 3a) bol postavený v roku 1957 a v čase diagnostiky (2021) nebol rekonštruovaný. Nosnú koňštrukciu tvorí ťelezobetónová doska vystužená tuhými vložkami o svetlosti otvoru 4,00 m (kolmá svetlosť) s hrúbkou 0,40 m. Po stranách je doska ukončená vyvýšenými ťelezobetónovými rímsami s hrúbkou 0,35 m. V pozdĺžnom smere ide o jednopoloťovú proste podopretú dosku, ktorá je uložená na betónových gravitačných oporách s kolmými a ťíkmými krídlami [4].

Mostný objekt č. 221 (obr. 3b) premostuje komunikáciu pre peších - chodník, ktorý križuje existujúce ťelezničné teleso pod uhlom 90°. Ide o ťelezobetónovú dosku hrúbky dosky je 0,45 m, ktorá je vystužená betonárskou výstužou. Mostný objekt je jednopoloťový, proste podopretý s jedným otvorom o svetlosti 2,50 m. Nosná koňštrukcia je uložená na betónových gravitačných oporách s rovnobežnými krídlami. Pri opore č. 1 pri obidvoch krídlach je vybudované betónové schodisko [3].

3. Výsledky z diagnostiky jednotlivých mostných objektov

Klenbové mosty (MO č. 209, 220 a 228) mali prakticky identické poruchy. Boli pozorované trhliny v čelách klenieb (najčastejšie ako kolmé trhliny), ďalej trhliny ktoré kopírovali horný obrys tvaru klenby (obr. 4a) a tak čiastočne oddeľovali klenbu od rímsových častí na obidvoch čelách. Na lícovej strane v oblasti vrcholu klenby boli vodorovné trhliny (obr. 4b), ktoré na početných miestach prechádzali cez celú hrúbku betónovej klenby (priesaky vody od nefunkčnej hydroizolácie, vylúhovanie cementu).



a) Trhlina v čele klenby (MO č. 209)



b) Trhlina vo vrchole klenby (MO č. 209)

Obr. 4 Poruchy betónových klenieb

Povrchy betónov klenieb boli častokrát zvetrané, lokálne znečistené a zarastené machom, trávou, prípadne náletovými drevinami. Tvar ríms bol spravidla rozpadnutý, silne poškodený degradáciou. Kvalita betónu klenieb bola zisťovaná nedeštruktívnou metódou. Betón, resp. kamenný obklad použitý na spodných stavbách bol overovaný aj deštruktívne – z jadrových vývrtov. Radarovými metódami sa nezistila prítomnosť betonárskej výstuže v klenbách. Poruchy, ktoré by signalizovali zníženie únosnosti spodnej stavby pri všetkých troch objektoch, alebo iné narušenie statickej spôsobilosti neboli zistené [2].

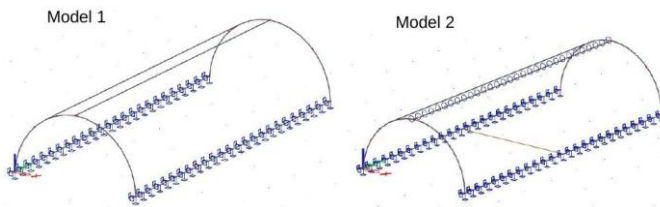
Diagnostika trámových mostov (MO č. 223, 227), bola komplexnejšia, kde sa okrem pevnosti betónov zisťovala aj karbonatizácia, ktorá bola meraná na vývrtoch a sekaných sondách. Betonárske výstuže v doske a trámoch boli odhalené odbitím krycej vrstvy betónov, overila sa poloha a priemery výstuže. Na NK týchto dvoch mostov boli takmer identické poruchy (objekty sú relatívne blízko od seba), líšili sa rozsahom, MO č. 227 bol v horšom stave. Najčastejšie poruchy NK: mokré mapy na spodnej strane na viac ako 50 % plochy (nefunkčná hydroizolácia); viditeľná korózia výstuže (malá hrúbka krycej vrstvy betónu); na trámoch lokálne opadaná krycia vrstva betónu v miestach strmeňov; pozorované lokálne trhliny na spodných stranách trámov (hr. do 0,10 mm bez významného vplyvu na zmenu alebo zníženie odolnosti a zaťažiteľnosti NK). Spodné stavby boli v relatívne dobrom stave, ale s poruchami od zatekania cez mostné závery v miestach uloženia

NK. V oporách boli viditeľné vodorovné trhliny, cez ktoré prenikala voda od zemného telesa, tvorili sa tak mokré miesta s výluhmi cementu, lokálne odpadávala povrchová úprava a poškodenie krycej vrstvy s následnou koróziou obnaženej výstuže [1].

Výsledky vizuálnej prehliadky dvoch doskových mostov (MO č. 208, 221) potvrdili závery revízných správ. NK (železobetónová doska) nevykazovala výrazné poškodenie, na omietke hrúbky 15 mm boli záclonovine trhlinky. Rímasy boli celoplošne povrchovo poškodené, mali pozdĺžne trhliny, omietka a betón bol odpadnutý do hĺbky cca 20 mm. Rímasy boli celoplošne povrchovo poškodené, vykazovali pozdĺžne trhliny, omietka a betón opadával. Spodná stavba (opory a krídla) rovnako ako NK nevykazovali výrazné poškodenia (malé povrchové trhliny), bez významného narušenia statickej spôsobilosti mostného objektu [3-4].

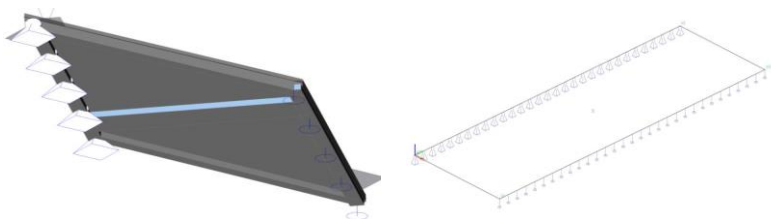
4. Statický prepočet

Pri prepočte klenbových mostov (MO č. 209, 220 a 228) boli vytvorené variantné výpočtové modely v programe SCIA Engineer [7]. Modelovali sa iba klenby (bez driekov opôr) s konštantnou alebo premennou hrúbkou. Boli zohľadnené okrajové podmienky uloženia klenby (votknutie alebo klb) a vo vrchole sa buď zanedbala, alebo uvažovala pozdĺžna trhlina (obr. 5), ktorá sa simulovala vloženíím klbu. Celkovo tak boli vytvorené minimálne štyri výpočtové modely pre každý objekt s klenbou. Pri posúdení klenieb z prostého betónu sa zohľadňovala návrhová odolnosť ohybového momentu a osovej sily v rozhodujúcich prierezoch: v päte klenby, v $\frac{1}{4}$ dĺžky klenby a v jej vrchole. Vykonané výpočty pre normálnu zaťažiteľnosť preukázali dostatočnú rezervu pre zaťaženie, ktoré sa očakáva od dopravy na novej pozemnej komunikácii s dostatočnou rezervou. Pripisujeme to aj tomu, že nové zaťaženie je menšie oproti zaťaženiu od železničnej dopravy.



Obr. 4 Dva varianty modelu betónovej klenby. Model 1 – obojstranne votknutá v päte; Model 2 – obojstranne votknutá v päte uloženia s klbom vo vrchole klenby [2]

Trámové mostné objekty (MO č. 223, 227) boli modelované ako šikmé dosky vystužené rebrami (trámami) so zohľadnením skutočnej geometrie získanej 3D skenom. Zo statického hľadiska ide o 1-pol'ovú proste uloženú NK namodelovanú ako priestorová dosko-prútová konštrukcia (obr. 5a). Zaťaženia dopravou boli tak isto modelované cez plošné zaťaženia na kontaktných plochách kolies – uvažované boli zaťažovacie modely LM1, LM2 a LM3 900/150.



a) Dosko-prútový model (MO č. 223) [1] b) Plošný model ŽB dosky (MO č. 208) [3]

Obr. 5 Priestorové modely mostov

Pre dva mosty krátkého rozpätia (MO č. 208, 221) bol zvolený plošný model proste uloženej dosky (obr. 5b). Aplikované boli zaťaženia, ako na trémových mostoch.

Z výsledkov prepočtu jednotlivých typov mostných konštrukcií vyplýva, že vo všetkých prípadoch bola overená plná zaťažiteľnosť. Normálna zaťažiteľnosť, výhradná zaťažiteľnosť a zaťažiteľnosť na jednu nápravu je bez obmedzenia. To sa dalo očakávať vzhľadom na predchádzajúce väčšie zaťaženie železničnou dopravou [1-4].

5. Súčasný stav po vybudovaní pozemnej komunikácie

V januári 2022 bola paralelne s otvorením tunela v Milochove do predčasného užívania spustená aj nová pozemná komunikácia (viac ako 6 km), ktorá vznikla na opustenom železničnom telese. Na novej ceste III. triedy sa nachádza 5 zrekonštruovaných mostov, 13 pôvodných a 4 nové priepusty. V rámci úseku boli vybudované aj dva oporné múry z gabiónov.



a) Trémový most (MO č. 223)



b) Klenbový most (MO č. 209)

Obr. 6 Aktuálny stav mostov po vybudovaní novej pozemnej komunikácie

Nami posudzované mostné objekty boli po úpravách, ktoré vyplývali zo záverečných správ k jednotlivým mostným objektom, upravené a začlenené ako súčasť novej pozemnej komunikácie (obr. 6).

6. Záver

Diagnostika (vizuálna a dotyková) a prepočet ukázali, že nami riešené mostné objekty na opustenom železničnom telese bolo možné opraviť na takú úroveň, ktorú si vyžadujú aktuálne platné normy a predpisy s potrebnými nákladmi. Objekty sú v súčasnej dobe po revitalizácii využívané na inú dopravu. Najväčší dôraz bol kladený najmä na rekonštrukcie spodnej stavby mostov.

Zdôrazňujeme, že predpokladom správnej funkcie mosta v prevádzke je okrem vykonania všetkých opráv porúch zistených diagnostikou, riešených v následnej projektovej dokumentácii a po realizácii a spustení do prevádzky, aj pravidelná údržba mosta.

Podakovanie

Tento článok vznikol za finančnej podpory Grantovej agentúry VEGA SR v rámci riešenia úloh 1/0306/21 a 1/0048/22.

Literatúra

- [1] Koteš, P. – Kotula, P. – Odrobiňák, J. – Prokop, J.: Diagnostika a hodnotenie dvoch atypických trámových mostov na železničnej trati. 28. Betonárske dny 2022 [electronic] : sborník ke konferenci s mezinárodní účastí. - 1. vyd. - Praha: Česká betonářská společnost ČSSI, 2022. - ISBN 978-80-907611-6-2. - s. 137-143
- [2] Kotula, P. – Koteš, P. – Odrobiňák, J. – Prokop, J.: Diagnostika a hodnotenie vybraných betónových klenbových železničných mostov. 28. Betonárske dny 2022 [electronic] : sborník ke konferenci s mezinárodní účastí. - 1. vyd. - Praha: Česká betonářská společnost ČSSI, 2022. - ISBN 978-80-907611-6-2. - s. 357-362
- [3] Kridla, O. – Vavák, B.: Správa o diagnostike a statickom prepočte mosta č. 221 v km 5,417, SO 44.39.01.1 Puchov – Považská Bystrica, nová cestná komunikácia na opustenom telese., VVÚŽ Žilina, 2021. – 52 str.
- [4] Kridla, O. – Vavák, B.: Správa o statickom prepočte cestného mosta č. 208 v km 1,001, SO 44.39.01.1 Puchov – Považská Bystrica, nová cestná komunikácia na opustenom telese. VVÚŽ Žilina, 2021. – 44 str.
- [5] TP 060 (TP 08/2012) Technické podmienky. Prehliadky, údržba a opravy cestných komunikácií. Mosty. SSC, 2012.
- [6] TP 02/2016, Technické podmienky, Zaťažiteľnosť cestných mostov a lávok, 01.05.2016.
- [7] Manuál k softvéru „Scia Engineer 2017“.
- [8] Normy a ostatné technické predpisy.

Sekcia 5

Zosilňovanie betónových a murovaných konštrukcií

Odborní garanti a recenzenti sekcie:

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

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

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

REKONŠTRUKCIA A MODERNIZÁCIA ŠPORTOVEJ HALY NA PASIENKOCH V BRATISLAVE

Peter Kleiman¹
Oldřich Skyba²

Abstrakt

Veľa významných stavieb na Slovensku z hľadiska architektonického aj konštrukčno-statického nie je chránených zaradením do zoznamu kultúrnych pamiatok. Medzi takéto stavby patrí aj Športová hala na Pasienkoch, ktorú pred 60-timi rokmi navrhol arch. J. Chovanec a konštrukčne riešil Ing. J. Poštulka. Článok popisuje havarijný stav nosných konštrukcií haly po 60-tich rokoch používania a jeho záchranu pred možnosťou celkovej asanácie formou navrhutej sanácie nosných konštrukcií.

Úvod

Pre zachovanie nosnej konštrukcie sme pristúpili k celkovej statickej analýze, kde do globálneho modelu boli zadefinované extrémne kombinácie zaťaženia a tuhosť nosných prvkov bola definovaná na základe výstupov z Diagnostiky a prieskumu objektu.

Objekt Športová hala na Pasienkoch je významná stavba nielen atypickým tvarom a architektonickým stvárnením, ale pre nás statikov je možno ešte významnejšia a zaujímavejšia z hľadiska statického riešenia.

Autorom architektonického návrhu je Ing. arch. Chovanec a zodpovedným statikom bol, ako zrejme všetci vieme, pán Ing. Poštulka. Nosná konštrukcia objektu je teda tradične odvážna, subtilná, navrhnutá s citom skúseného odborníka – statika.

Vlastník objektu NBC Bratislava, o.z. (Národné basketbalové centrum) sa rozhodol pre modernizáciu haly, aby v budúcnosti spĺňala kritéria pre športové podujatia európskeho významu. Projekt riešil modernizáciu interiéru, vrátane technologického vybavenia, nového osvetlenia, ozvučenia a nového informačného systému pre prenosy medzinárodných športových podujatí.

V roku 2021 začali prípravné a búracie práce rekonštrukcie stavby, firmou XENEX s.r.o., Žilina. Dodávateľ stavby zistil v januári 2022, po odkrytí nosnej konštrukcie, na viacerých miestach poruchy a poškodenia betónových nosných konštrukcií v rôznom rozsahu. Preto prebehli v dňoch 25.1.2022 a 1.2.2022 vizuálne obhliadky objektu za účasti statikov Ing. Kleimana a Ing. Skybu. Boli obhliadnuté všetky

¹Ing. Peter Kleiman, ARS - projekt, s.r.o., Trnava, tel. 0905/784482, statici@arsprojekt.sk

²Ing. Oldřich Skyba, INFOS PROJEKT, s.r.o., Bajzova 13, Bratislava, 0903/433622, oskyba@infosprojekt.sk

dostupné a odhalené časti nosnej železobetónovej konštrukcie skeletu, podpernej konštrukcie strechy, nosnej konštrukcie tribún, ako aj mohutný šikmý železobetónový pilier v exteriéri. Lanová konštrukcia strechy nebola predmetom objednávky a posúdenia.

Po obhliadke stavby boli stavebné a búracie práce dočasne prerušené, bolo dohodnuté spracovanie IGP, diagnostiky a prieskumu nosných konštrukcií a nevyhnutnej statickej analýzy stavu objektu a následné posúdenie nosných konštrukcií haly na základe reálnych vstupných parametrov.

Pre potreby Statického posúdenia objednal dodávateľ stavby IGP u spoločnosti DRILL, s.r.o. a Statický prieskum bol zadán spoločnosti TSUS, n.o.

Popis objektu

Staticko-konštrukčný nosný systém objektu

Športová hala na Pasienkoch v Bratislave zastupuje, v našich zemepisných šírkach, veľmi úzku a špecifickú skupinu stavieb s visutou lanovou strechou s veľkým rozpätím. Obdobný objekt u nás sa nachádza v Prešove.

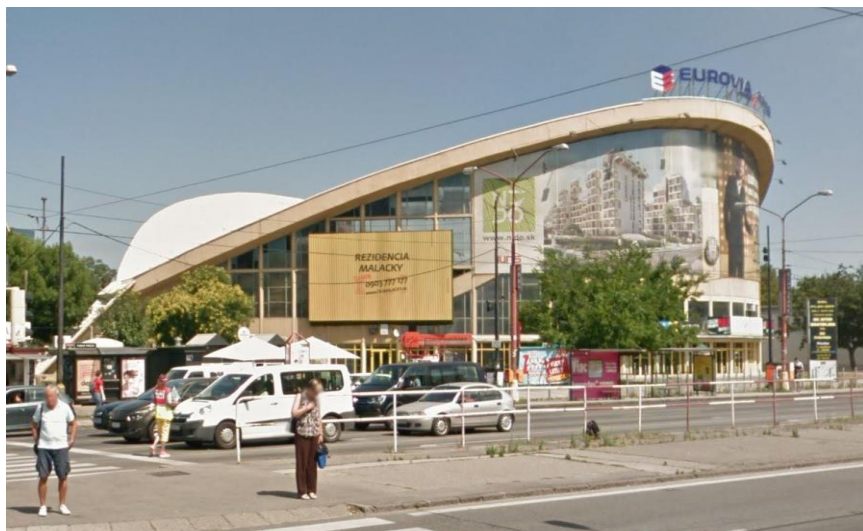
Hala bola navrhnutá a realizovaná začiatkom 60-tych rokov minulého storočia a je umiestnená na križovatke Trnavskej a Bajkalskej ulice.

Priestorový tvar objektu je tvorený zavesenou lanovou strešnou konštrukciou tvaru hyperbolického paraboloidu nad prstencovým pôdorysom s celkovými pôdorysnými rozmermi 90,1 x 67,9 m. Hyperbolický tvar strechy po obvode vymedzujú masívne prstencové nosníky, ktoré majú v najvyššom bode hornú hranu na kóte +20,480 m a v najnižšej polohe na kóte + 7,950 m.

Objekt športovej haly bol navrhnutý ako železobetónová monolitická priestorová sústava, ktorú sme pracovne rozdelili na primárnu - strešnú nosnú sústavu a sekundárnu podpernú nosnú sústavu.

Primárnu - dominantnú sústavu tvorí dvojica masívnych komorových prstencových nosníkov parabolického tvaru, ktoré sú na koncoch haly rozopreté cez šikmú pylónovú konštrukciu do masívnych základových pätiiek. Do týchto prstencových nosníkov je kotvená strešná lanová konštrukcia tvaru hyperbolického paraboloidu s dvomi úžľabiami pre odvodnenie.

Sekundárna sústava pozostáva z fasádnych stĺpov priemeru Ø 300 mm, vodorovných fasádnych nosníkov a tribúnových šikmých vnútorných nosníkov s podpernými prievlakmi a vnútornými stĺpmi.



Obr. č.1 Pohľad na objekt pred rekonštrukciou

Nosný skelet je založený na základových pásoch a základových pätkách. Diagonálna pylónová konštrukcia podopierajúca hlavné prstencové nosníky v pozdĺžnej osi, je založená na základových pätkách s pôdorysnými rozmermi 3,0 x 8,0 m, so zazubenou základovou škárou.

Súčasný stav objektu

Pri obhliadkach boli zistené nasledovné poruchy nosných prvkov :

- železobetónové fasádne stĺpy s priemerom $\varnothing$ 300 mm, podopierajúce mohutný železobetónový prstenec mali na viacerých miestach vážne statické narušenia. Betón stĺpov bol lokálne rozdrvený, prierez stĺpa oslabený, výstuž obnažená, lokálne vybočená zo svojej pôvodnej polohy (fotodokumentácia – obr. č. 2, 3, 4). Stĺpy mali v päte, v stykoch so základmi, narušený betón, degradoval vplyvom vlhkosti z chodníka, používaním posypových látok a účinkom striedania mrazu.
- nosníky obvodovej časti železobetónového skeletu boli na viacerých miestach výrazne poškodené, viditeľné hlboké trhliny, rozdrvený betón obvodových nosníkov, odhalená výstuž a vypadané kusy betónu naznačujú porušenie šmykovej odolnosti týchto prvkov (obr. č. 5, 6, 7)
- šikmý pylón podopierajúci obvodový prstenec strechy na severozápadnej strane, vykazoval vodorovný posun a bol roztrhnutý zvislou trhlinou až po základovú pätku (obr. č. 8)
- nosné prvky tribún tvoria železobetónové prefabrikované dosky, kde bola obnažená výstuž, nulové krytie výstuže, nedostatočné zhutnenie betónu a známky degradácie (obr. č. 9)

- podpernú konštrukciu tribún tvoria železobetónové šikmé nosníky, kde bola obnažená výstuž, štrkové hniezda v betóne, lokálne nulové krytie.



Obr.č.2 Degradovaný betónový povrch



Obr. č.3 Lokálne porušenie prierezu



Obr. č.4 Obnažená výstuž v päte fasádneho stĺpa



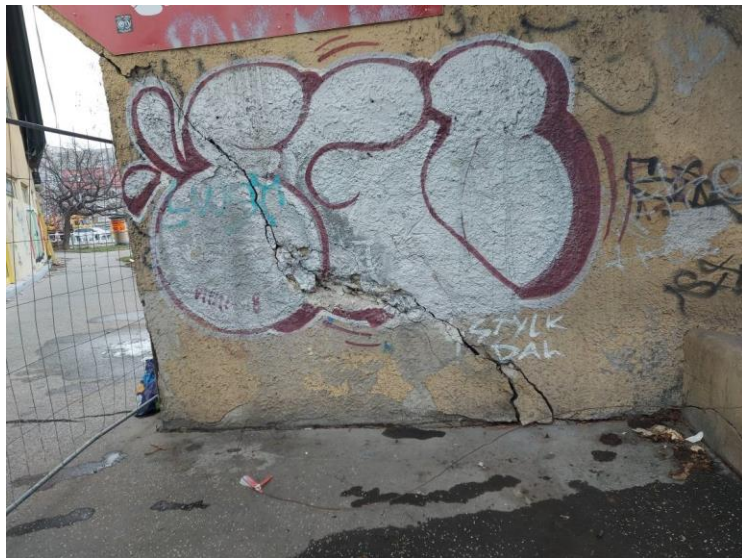
Obr. č.5 – Poškodenie vysokého obvodového nosníka šmykovými trhlinami



Obr. č.6 Obnažená výstuž na obvodovom nosníku



Obr. č.7 Poškodený obvodový nosník v mieste budúcej sanácie



Obr. č.8 Rozdrvený a odtrhnutý betón pylónu nad základovou pätkou



Obr. č.9 Degradovaný povrch a nulové krytie výstuže stupňovitých dosiek tribún

Prezentované poškodenia a poruchy na železobetónovom skelete objektu boli identifikované ako závažné statické narušenia. Na základe predbežných výpočtov viaceré prvky mali prekročený medzný stav únosnosti, neplnili svoju statickú a stuhujúcu funkciu a preto celkový stav sme vyhodnotili ako havarijný, súčasne podmienenčne vhodný na sanáciu.

Pre zachovanie nosnej konštrukcie sme pristúpili k celkovej statickej analýze, kde do globálneho modelu boli zadefinované extrémne kombinácie zaťaženií a tuhosť nosných prvkov bola definovaná na základe výstupov z Diagnostiky a prieskumu objektu.

Diagnostika a statický prieskum objektu

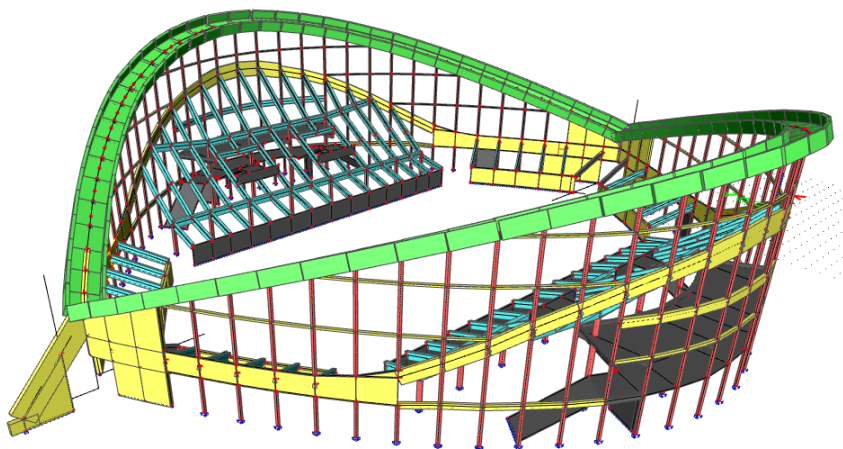
Statický prieskum nosných konštrukcií haly spracovaný v TSUSE, n.o., overil pevnostné parametre a spôsob vystuženia nosných prvkov.

Rozhodujúce pre ďalšie posúdenia boli pevnosti betónov a tie mali nečakane nízke hodnoty :

- obvodové stĺpy : $f_{ck} = 10,07 \text{ MPa}$ (zodpovedá triede pevnosti v tlaku **C12/15**)
- obvodové vysoké nosníky : $f_{ck} = 20,18 \text{ MPa}$ (zodpovedá triede pevnosti v tlaku **C20/25**)
- vnútorné stĺpy, tribúnove nosníky a steny : $f_{ck} = 16,33 \text{ MPa}$ (zodpovedá triede pevnosti v tlaku **C16/20**).

V rámci posúdenia bola použitá trieda výstuže podľa pôvodnej projektovej dokumentácie, **výstuž hladká, zn. 10 002 Ap, s medzou klzu $f_{yk} = 210$ MPa.**

Analýza stavu nosných konštrukcií a návrh sanačných opatrení

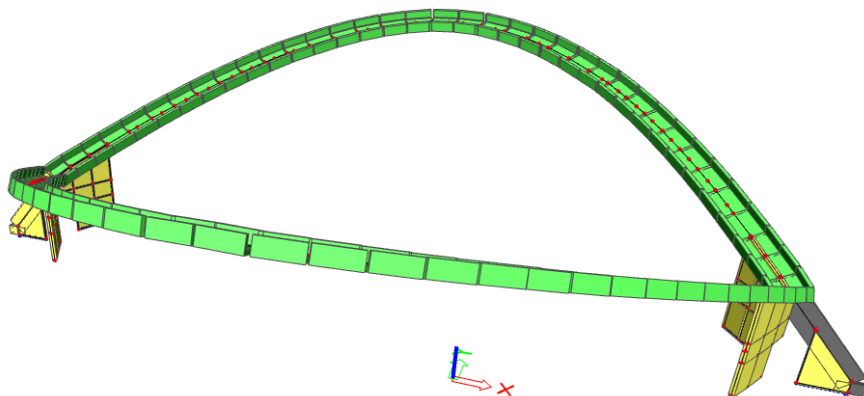


Obr. č.10 Priestorový model nosnej konštrukcie

Pre potreby statického posudku bol vytvorený globálny priestorový model osadený na tuhých podperách. Do modelu boli vnesené údaje overené statickým prieskumom objektu [7] a na základe pôvodnej projektovej dokumentácie [1]. Model zaťažený všetkými zaťažovacími stavmi vytvoril pomerne jasnú predstavu o celkovom priestorovom pôsobení konštrukcie, o jej spôsobe deformovania vplyvom jednotlivých zaťažovacích stavov, ukázal kriticky namáhané miesta konštrukcie, ktoré korešpondujú s poruchami stavby.

Pôvodná konštrukcia bola posúdená v rámci noriem STN EN so zníženými súčiniteľmi zaťaženia (6.10a / 6.10b) používanými pre posudzovanie rekonštruovaných budov (1,15 pre stále zaťaženie a 1,50 pre užitné zaťaženie a alternatívne 1,35 pre stále zaťaženie a 1,05 pre užitné zaťaženie).

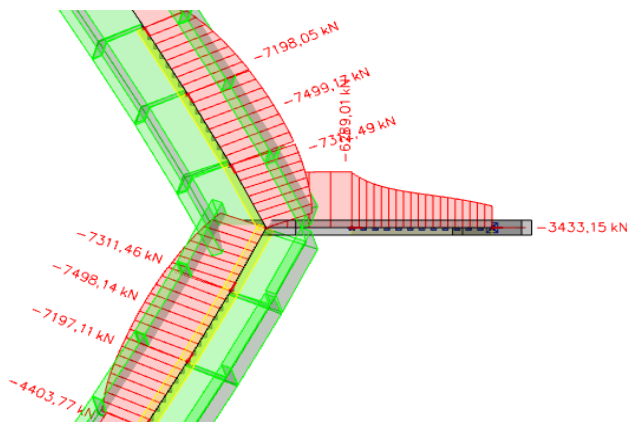
Primárna nosná sústava



Obr. č.11 Vykreslená primárna sústava v 3D modeli

Reakcie lán strešnej konštrukcie v mieste kotvenia do prstencového komorového nosníka boli vypočítané na samostatných modeloch jednotlivých lán podľa ich skutočného tvaru, dĺžky a výšky previsu a tieto boli zadané v jednotlivých kotevných bodoch nosníka ako horizontálne a vertikálne sily.

Zvláštnu pozornosť sme venovali porušenému podpernému šikmému pylónu, kde nevyrovnané tlakové sily v styku prstencových nosníkov na koncoch objektu sú prenášané stužujúcimi stenami a pylónom do základovej pätky.



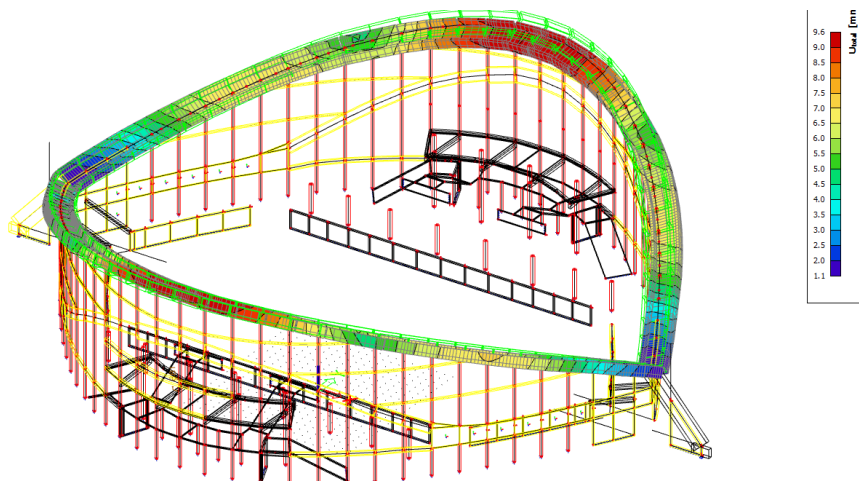
Obr. č.12 Vykreslená primárna sústava v 3D modeli - rozdelenie vnútorných síl na jednotlivé prvky

Prstencový nosník v mieste napojenia na zvislú stenu hrúbky 450 mm pri pylóne je zaťažený osovou silou 7310,1 kN a ohybovým momentom 4427 kNm. Posúdenie únosnosti v tomto mieste vychádza na 83% využitie prierezu. Maximálna deformácia prstencov bez vplyvu teploty je vo vrchole paraboly 9,6 mm (obr.č. 14) a deformácia od celkového zaťaženia vrátane deformácie od rozdielu teplôt 30⁰ C je 21,7 mm (obr.č. 15).

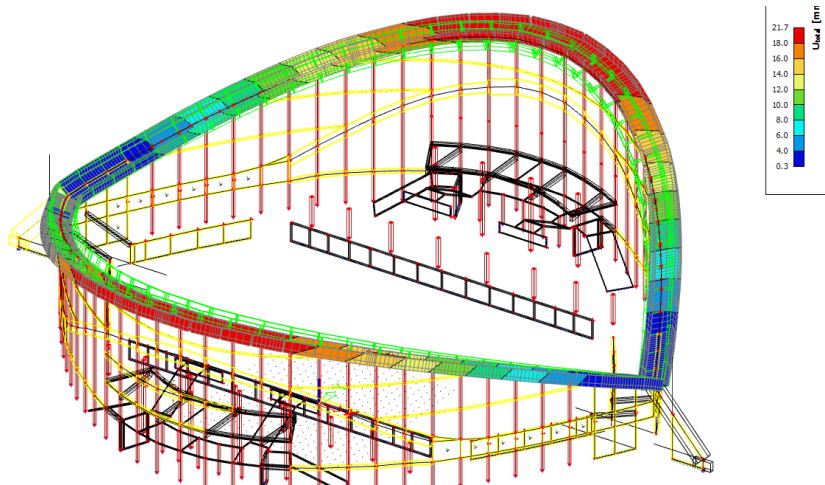
V minulosti, pred rekonštrukciou strechy, konštrukcia bez zateplenia bola namáhaná teplotným rozdielom cca 60 - 70 ⁰ C a deformácie prstencov sa pohybovali v rozmedzí 9,6 – 34 mm. Vplyv tohto únavového pôsobenia sa prejavil roztrhnutím pylónu a následným porušením založenia vonkajšej základovej pätky.

Porucha pylónu naznačuje prekročenie únosnosti betónu v šmyku v celom priereze (obr.16). Súčasne nastal pokles a posun základovej pätky, prípadne jej natočenie vplyvom nerovnomerného sadania vplyvom dlhodobého prieniku vody do podlažia z bazéna na dažďovú vodu, ktorý je umiestnený okolo päty pylóna. Navyše stena nebola s telom pylóna previazaná zvislou ani vodorovnou výstužou a šmykovú silu nevystužený betón nepreniesol.

Základová pätká pod pylónom, s rozmermi 8,0 x 3,0 m, je zaťažená reakciou hornej stavby, vodorovná zložka je $V = 3600$ kN a zvislá je $Z = 3500$ kN. Základová pätká bola posúdená dvakrát s rovnakými zaťažzeniami, ale s porušeným a neporušeným pylónom. Základová pätká s porušeným pylónom nevyhovuje. Po spriahnutí pylóna a steny (obr. č.16) je zmenšené excentrické namáhanie pätky a vyhovuje.

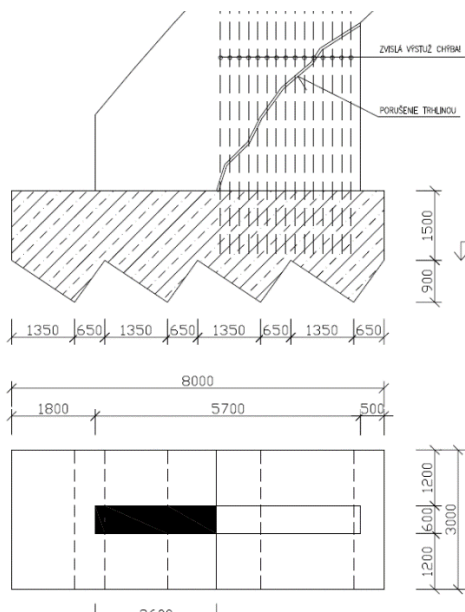


Obr. 13 Pretvorenie vplyvom charakteristických kombinácií **bez** teplotného zaťaženia

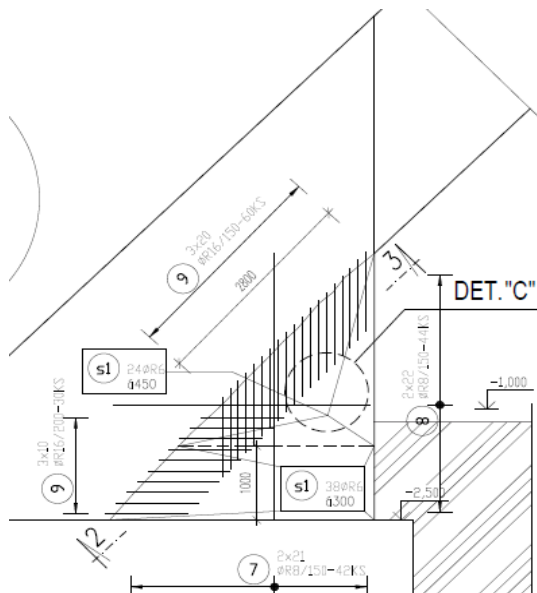


Obr. 14 Pretvorenie vplyvom charakteristických kombinácií s teplotou

Hlavný pylón a základová päťka hlavného pylónu



Obr. 15 Pôdorys a pohľad na porušený pylón a päťku



Obr. č. 16 Pôdorys a pohľad na pylón a pätku s naznačeným porušením, excentrické namáhanie pätky, výstuž spriahnutia

Fasádne štíhle stĺpy Ø 300 mm

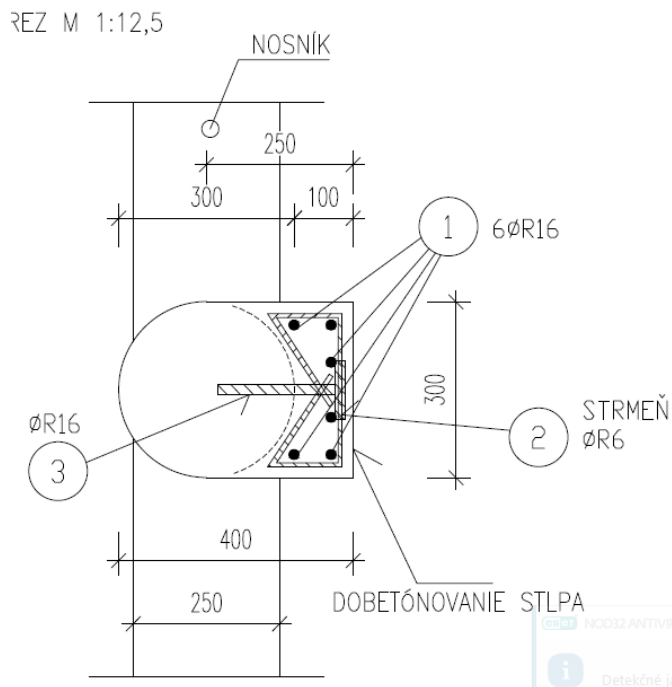
Až takmer 90 % stĺpov nevyhovuje, najmä z dôvodu veľkej štíhlosti, preto navrhujeme stuženie všetkých fasádnych stĺpov formou spriahnutia, dovystuženia a dodatočného dobetónovania. Vzniknutý prierez s väčšími rozmermi bude mať menšiu štíhlosť v priečnom smere a bude vystužený tak, aby bol schopný spoľahlivo prenášať vygenerované vnútorné sily.

Fasádne vodorovné nosníky

Fasádne nosníky výšky 450 mm a tzv. vlnový nosník výšky 1200 mm majú lokálne obnaženú výstuž a vykazujú degradáciu betónového povrchu.

Obvodové poškodené nosníky boli lokálne na poškodených miestach sanované reprofilačnou sanačnou maltou a adhézny mostom.

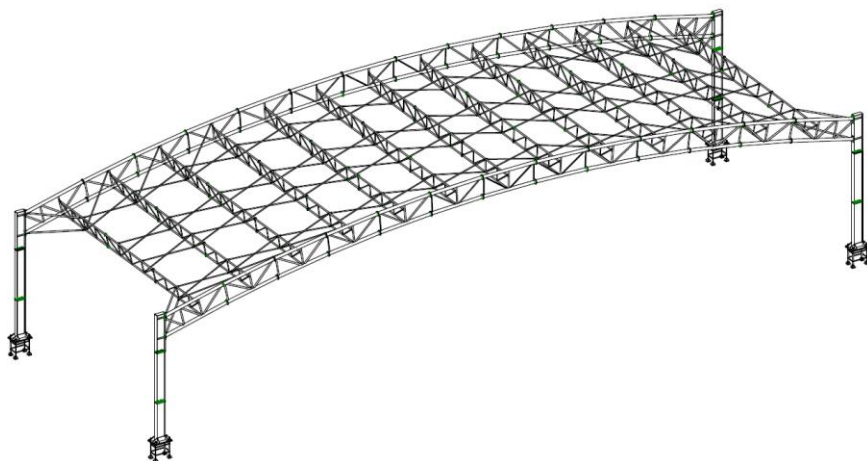
Obvodové nosníky výšky 1800 mm a šírky 250 mm, porušené šmykovými šikmými trhlinami boli podbetónované novými železobetónovými stenami a zo strany exteriéru boli spevnené spriahnutou dobetónovanou membránou s hrúbkou 100 mm.



Obr. č.17 Pôdorysná schéma dobetónovania fasádnych stĺpov s výstužou

Nová konštrukcia osvetľovacej rampy:

V interiéri bola navrhnutá a vyhotovená nová oceľová konštrukcia pre ozvučenie a osvetlenie pódia v prípade konania kultúrnych podujatí. Táto konštrukcia s časti kolidovala s existujúcou osvetľovacou rampou, ktorú nebolo možné demontovať z toho dôvodu, že vlastnou hmotnosťou stabilizovala lanovú strechu. Určité lokálne kolízie boli riešené priamo na stavbe vyrezaním niekoľkých prvkov z pôvodnej osvetľovacej rampy.



Obr. č.18 Nová vstavaná ocel'ová konštrukcia

Literatúra a podklady

- [1] Pôvodná výkresová dokumentácia statiky a architektúry, Ing. J. Poštulka, Arch. J. Chovanec (1956)
- [2] Výkresová dokumentácia Architektúry rekonštrukcie, Ing. arch. Marián Čurilla (január 2021)
- [3] Výkresová dokumentácia Architektúry rekonštrukcie, Ing. arch. Štefan Husenica (január 2022)
- [4] Výkresová dokumentácia Statiky rekonštrukcie, Ing. Martin Kysel' (január 2021)
- [5] Záverečná správa z inžiniersko geologických prác DRILL s.r.o. 03.2022, zodp. riešiteľ RNDr. E. Blažo
- [6] Zameranie skutočného stavu formou 3D Scanu objektu, Ing. Bohdan Šály (marec 2022)
- [7] Diagnostika a prieskum Športovej haly Pasienky, Ing. Patrik Ševčík, TSUS, n.o., Bratislava (apríl 2022)
- [8] Statické vyjadrenie - Stavebné úpravy strechy športovej haly na pasienkoch, Mufty projekt, s.r.o., Ing. Martin Kysel' (máj 2020)

MOŽNOSŤ ZOSILNENIA LOKÁLNE PODOPRETÝCH DOSIEK POMOCOU NADBETONÁVKY

Daniel Čereš¹
Katarína Gajdošová²

Abstrakt

Efektívny spôsob ako zvýšiť súčasne šmykovú a ohybovú kapacitu lokálne podopretej dosky je zosilnenie pomocou nadbetonávky. Výhodou tohto spôsobu zosilnenia je technologická nenáročnosť a možnosť aplikácie iba z horného povrchu dosky. Nevýhodou je zvýšená prácnosť a nemožnosť použitia pri doskách, kde nie je prístupný horný povrch dosky. Pri správnej aplikácii je možné dosiahnuť priaznivé zvýšenie odolnosti dosky. Tento príspevok sa zaoberá zvýšením šmykovej odolnosti dosky v pretlačení pomocou nadbetonávky a súčasne poznatkami získanými počas experimentálneho programu.

Úvod

V súčasnosti je systém lokálne podopretých dosiek považovaný za univerzálnu formu nosnej konštrukcie, vzhľadom na požiadavku otvorenosti vnútorných priestorov a možnosti relatívne veľkých rozpätí. Nevýhodou tejto nosnej konštrukcie je zvýšená koncentrácia šmykových síl v oblasti stĺpov. Styk lokálne podopretej dosky a stĺpa je kritické miesto, nakoľko zvýšená koncentrácia šmykových napätí môže spôsobiť krehké porušenie dosky, pretlačenie. V prípade existujúcich stavieb môže dôjsť k zmene využitia vnútorných priestorov, čo môže mať za následok zvýšenie zaťaženia. Častým problémom je aj degradácia betónovej krycej vrstvy, čo vedie ku korózii výstuže. Ďalším faktorom v blízkej budúcnosti bude zavedenie novej generácie Eurokódu, na základe ktorej môžu byť existujúce konštrukcie považované za nevyhovujúce, vzhľadom na posúdenie medzných stavov. Aby nosná konštrukcia mohla naďalej plniť svoju funkciu a súčasne vyhovovať medzným stavom únosnosti a použiteľnosti, je potrebné zosilnenie takejto konštrukcie. Existuje mnoho spôsobov zosilnenia lokálne podopretých dosiek a každý z nich má svoje výhody a nevýhody. Spôsoby zosilnenia, ktoré je možné aplikovať pri zosilnení lokálne podopretých dosiek sa môžu líšiť od najjednoduchšieho variantu ako je rozšírenie podpernej oblasti až po komplexnejšie riešenia, ktorými je napríklad aplikácia svorníkov, predpínanie alebo použitie kompozitných materiálov na báze FRP lamiel a tkanín. Tento

¹ Ing., Slovenská technická univerzita v Bratislave, Stavebná fakulta, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava

² doc., Ing., PhD., Slovenská technická univerzita v Bratislave, Stavebná fakulta, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava

príspevok je zameraný na možnosť zosilnenia lokálne podopretých dosiek pomocou nadbetonávky za účelom zvýšenia šmykovej odolnosti dosky v pretlačení.

Zosilnenie pomocou nadbetonávky

Zosilnenie lokálne podopretej dosky pomocou nadbetonávky je zvýšenie hrúbky existujúcej dosky dobetónovaním vrstvy betónu v nadpodperovej oblasti. Najväčšou výhodou tohto typu zosilnenia je súčasne zvýšenie šmykovej a ohybovej odolnosti dosky. Ďalšou výhodou je, že zosilnenie pomocou nadbetonávky je technologicky nenáročný postup a súčasne ekonomicky výhodný spôsob zosilnenia. Nadbetonávku je možné skryť v rámci podlahy a po zabudovaní nie je prekážkou pre ďalšie konštrukcie. Nevýhodou tohto typu zosilnenia je pomerne práčne vyhotovenie (potreba odstrániť podlahové vrstvy, zdrsnenie povrchu pôvodného povrchu, aplikácia spriahovacej výstuže, vystuženie a následná betonáž). Negatívnym javom môže byť zvýšenie vlastnej tiaže konštrukcie v prípade väčších hrúbok nadbetonávky a súčasne môže negatívne ovplyvňovať výšku dverných a okenných otvorov. Nadbetonávku nie je možné použiť pri doskách, kde nie je prístupný horný povrch dosky (stropné dosky zasýpaných podzemných garáží). Rozhranie betón-betón prenáša v oblasti stĺpa značné množstvo šmykových napätí, ktoré sa z pôvodnej dosky prenášajú do vrstvy nadbetonávky. Aby bol možný transfer týchto napätí, je potrebná úprava povrchu pôvodnej dosky tak, aby správanie rozhrania medzi pôvodnou doskou a nadbetonávkou bolo takmer monolitické. V prípade nedostatočnej úpravy rozhrania dochádza k nežiaducemu efektu – delaminácii vrstvy nadbetonávky a následnému zlyhaniu dosky.

Úprava rozhrania betón-betón

Takmer monolitické správanie dvoch vrstiev betónu nadbetonávky a pôvodnej dosky je možné doceliť pomocou úpravy povrchu pôvodnej dosky – zdrsnenia. Práve drsnosť rozhrania má vplyv na vývoj mechanizmu šmykového trenia. Odhalením vrcholov kameniva z cementového lôžka sa dosiahne adhézia dvoch betónových povrchov. Efekt mikrosprávania adhéziou sa rozvinie v dôsledku roztvorenia pórov povrchu pôvodnej dosky, na ktorú sa aplikuje čerstvá betónová zmes nadbetonávky. Zdrsnením povrchu pôvodnej betónovej dosky je možné lepšie kontrolovať zmršťovanie novej vrstvy čerstvého betónu a zamedziť vznik trhlín v rozhraní betón-betón, nakoľko vzniknuté trhliny v rozhraní majú za následok stratu pevnosti tohto rozhrania. Dôležitým faktorom je spôsob úpravy rozhrania medzi pôvodnou doskou a nadbetonávkou. Počas zdršňovania povrchu pôvodnej dosky je nutné zamedziť rozvoj mikrotrhlín, ktorými doska disponovala po predošlom zaťažení, prípadne zamedziť vznik nových mikrotrhlín. Úprava drsnosti povrchu má hlavnú úlohu pri správaní sa rozhrania medzi pôvodnou doskou a nadbetonávkou, nakoľko zvyšuje vzájomné spojenie kontaktných vrstiev betónov. V prípade nadmerného relatívneho poklzu rozhrania sa v rozhraní otvorí trhlinka a nadbetonávka sa delaminuje.

Zdrsnenie povrchu pôvodnej dosky sa môže vykonať rôznymi technologickými postupmi. V prípade použitia vodného lúča, je možné efektívne odstrániť časť cementového lôžka a odhaliť zrná kameniva s minimálnymi vibráciami a doceliť požadovanú drsnosť (Obr. 1 vľavo). Táto metóda je považovaná za

najmenej agresívnu, ale technologicky náročnejšiu. Ďalšou metódou je použitie zbíjacích a sekacích kladív. Táto technológia je síce považovaná za agresívnu vzhľadom na otváranie mikrotrhlín v betóne ale technologicky nenáročnú. V súčasnosti je dostupné veľké množstvo štokovacích hlavíc, pomocou ktorých je tiež možné kontrolovať drsnosť rozhrania (Obr. 1 vpravo). Pri realizovanom experimente bolo použité sekacie kladivo od firmy Hilti so štokovacou hlavicom TE-YX-BT, pomocou ktorej sa docielil drsný povrch na základe klasifikácie v súčasnosti používaného normového postupu EC2 [1].



Obr. 1 Zdrsňovanie betónového povrchu pomocou vodného lúča (vľavo) [2] a pomocou sekacieho kladiva so štokovacou hlavicom Hilti TE-YX-BT (vpravo)

V prípade, že rozhranie už nie je schopné preniesť veľké množstvo napätí a pootočenia dosky sú veľmi veľké, dochádza k zlyhaniu rozhrania a k roztvoreniu trhliny pozdĺž rozhrania, čím dochádza k delaminácii nadbetónávky. Aby bolo rozhranie betón-betón schopné preniesť väčšie množstvo napätí, dôležitým parametrom, ktorý vplýva na správanie sa rozhrania je výstuž prechádzajúca rozhraním. Spriahovacia výstuž v rozhraní betón-betón zamedzuje horizontálnemu posunu medzi vystuženou nadbetónávkou a pôvodnou doskou a obmedzuje dilatáciu medzipovrchovej trhliny. Toto obmedzenie je spôsobené hmoždinkovým efektom a zvýšením trecích síl na rozhraní povrchov. Na dosiahnutie účinnosti hmoždinkového efektu je potrebné dosiahnuť väčší relatívny poklzsť vrstiev betónu, čím je ale ohrozená funkcia obmedzenia relatívnych deformácií rozhrania. Účinok zovretia spriahovacej výstuže preto prispieva k odporovému mechanizmu viac ako hmoždinkový efekt. Použitie spriahovacej výstuže v rozhraní betón-betón vedie k zlepšeniu šmykových mechanizmov rozhrania.

Spôsoby zlyhania spriahovacej výstuže, ktorá prechádza rozhraním betón-betón zahŕňa ohybovú deformáciu, ku ktorej dochádza v prípade vyššieho relatívneho poklzu dvoch betónových vrstiev. Spriahovacia výstuž v rozhraní betón-betón s dostatočnou dĺžkou zakotvenia môže výstuž dosiahnuť medzi klzu. V prípade ak je dostatočná pevnosť betónu pôvodnej dosky a dodržaná dĺžka zakotvenia spriahovacej výstuže dochádza k drveniu betónu pri väčších relatívnych poklzo. Ak je pevnosť betónového podkladu nižšia, spriahovacia výstuž môže rozdrviť tento poklad a následne sa odpojiť za kotevnou oblasťou. Tento prípad spôsobí

stratu tuhosti a porušenie rozhrania. V závislosti od kvality a pevnosti pôvodného betónového povrchu a ohybovej tuhosti spriahovacej výstuže môže dochádzať pri zvýšenom relatívnom poklze vrstiev k odlupovaniu betónu.



Obr. 2 Aplikácia spriahovacej výstuže

Pri aplikácii spriahovacej výstuže je nutné vŕtanie dier do pôvodnej dosky. Pri vŕtaní je nutné rešpektovať polohu výstuže pôvodnej dosky, aby nedošlo k prevŕtaniu výstuže a následnému negatívnemu oslabeniu dosky. Polohu výstuže je možné určiť pomocou magnetických skenerov. Spriahovacia výstuž môže mať rôzne formy, od klasickej betonárskej výstuže po mechanické alebo chemické kotvy. Na Obr. 2 je znázornená aplikácia spriahujúcej výstuže vo forme betonárskej výstuže s rozkovanou hlavou. Rozkovaná hlava zvyšuje účinok zovretia výstuže betónom, zvyšuje trecie sily a umožňuje formovať väčšie napätia v kotevnej oblasti.

Spôsob porušenia bez použitia spriahovacej výstuže

V prípade ak rozhranie je upravené len pomocou zdrsnenia a rozhraním neprechádza žiadna výstuž, dochádza k delaminácii nadbetónávky od pôvodnej dosky. Pri zaťažení konštrukcie je možné pozorovať trhlinu, ktorá sa rozvíja v rozhraní betón-betón a postupne sa rozširuje (Obr. 3).



Obr. 3 Trhlina vznikajúca v rozhraní betón-betón

Súčasne sa pri zaťažení zvyšujú pootočená pôvodnej dosky. Veľkosť pootočení pôvodnej dosky spôsobí, že rozhranie už viac nedokáže prenášať napätia z pôvodnej dosky do vrstvy nadbetonávky a nastáva zlyhanie odlepením nadbetonávky (Obr. 4). Po prekročení odporového mechanizmu rozhrania a odlepení vrstvy nadbetonávky, pôvodná doska prevezme zaťaženie a následne nastáva krehké porušenie pretlačením.



Obr. 4 Odlepenie nadbetonávky od pôvodnej dosky

Vplyv veľkosti nadbetonávky

Veľkosť nadbetonávky má veľký vplyv na odolnosť lokálne podpretej dosky v pretlačení. Veľkosť nadbetonávky súvisí so zakotvením ťahanej výstuže nadbetonávky za šmykový kontrolný obvod. Tento kontrolný obvod je definovaný v EC2 [1] ako vzdialenosť $2d$ od líca podpory, kde d je účinná výška.

V prípade nedostatočnej veľkosti nadbetonávky ($3d$ od líca stĺpa) dochádza k zlyhaniu dosky pretlačením mimo vrstvu nadbetonávky. Na Obr. 5 je možné pozorovať dosku s nedostatočnou plochou nadbetonávky s rozhraním upraveným pomocou zdrsnenia a súčasne použitím spriahovacích trťňov vo forme betonárskej výstuže s rozkovanou hlavou. Pri nedostatočnej ploche nadbetonávky vzniká kritická šmyková trhlinka za lícom nadbetonávky a následne dochádza k zlyhaniu pôvodnej dosky v pretlačení.



Obr. 5 Zlyhanie zosilnenej dosky s nadbetonávkou nedostatočnej veľkosti

Dostatočná veľkosť nadbetonávky ($4d$ od líca stĺpa) pri zlyhaní dosky umožní prenos kritickej šmykovej trhliny cez vrstvu nadbetonávky. Odolnosť takejto dosky je vyššia vzhľadom na predchádzajúci prípad. Na Obr. 6 je možné pozorovať poruchovú plochu ohraničujúcu šmykový kužel vznikajúci pri zlyhaní dosky v pretlačení.



Obr. 6 Zlyhanie zosilnenej dosky s nadbetónávkou dostatočnej veľkosti

Overenie veľkosti nadbetónávky bolo realizované v Centrálnych laboratóriách STU v Bratislave a to v dvoch veľkostiach. Prvý rozmer nadbetónávky predstavoval vzdialenosť 3d od líca kruhového stĺpa a druhý rozmer 4d od líca stĺpa. Vzorka s nadbetónávkou vo veľkosti 3d od líca kruhového stĺpa sa definovala ako nevyhovujúca z hľadiska nedostatočnej veľkosti nadbetónávky. Vzorka s nadbetónávkou vo veľkosti 4d od líca kruhového stĺpa sa už naopak definovala ako vyhovujúca a dostatočná z hľadiska veľkosti nadbetónávky.

V oboch prípadoch boli použité spriahovacie trne vo forme betonárskej výstuže s rozkovanou hlavou lepené chemickou kotvou. Pri týchto vzorkách nedošlo k odlepeniu vrstvy nadbetónávky od pôvodnej dosky a vrstva nadbetónávky a pôvodnej dosky sa správali takmer monoliticky.

Záver

Nadbetonávka ako spôsob zosilnenia lokálne podopretej dosky je efektívny spôsob zvýšenia súčasne ohybovej a šmykovej odolnosti dosky. Na dosiahnutie takmer monolitického správania sa vrstvy pôvodnej dosky a nadbetónávky je potrebné vhodne upraviť rozhranie betón-betón, aby napätia vznikajúce v pôvodnej doske boli prenesené do vrstvy nadbetónávky. Rozhranie upravené zdrsnením povrchu a súčasne použitím spriahovacej výstuže prechádzajúcej cez rozhranie umožní rozvinúť odporový mechanizmus rozhrania. V prípade ak nie je použitá spriahovacia výstuž, dochádza k odlepeniu vrstvy nadbetónávky od pôvodnej dosky. Dôležitým faktorom je aj uváženie efektívneho rozmeru nadbetónávky. V prípade zvýšenia šmykovej odolnosti pôvodnej dosky sa pri kruhovom stĺpe odporúča rozmer nadbetónávky aspoň 4d od líca stĺpa.

Podakovanie

Táto práca vznikla s podporou výskumného projektu VEGA č. VEGA 1/0310/22 "Špecifické aspekty vplyvajúce na šmykovú odolnosť železobetónových nosných prvkov pri koncentrovanom namáhaní"

Zdroje

[1] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1 : General rules and rules for buildings. CEN/CENELE. vyd. 2004. 118 s. ISBN 978-0-580-98289.

[2] Internetový odkaz: <https://www.cnjetter.com/solutions/concrete-roughening/>

ŠMYKOVÁ ODOLNOSŤ ZOSILNENÝCH ŽELEZOBETÓNOVÝCH NOSNÍKOV PODĽA AKTUÁLNYCH VÝPOČTOVÝCH PRÍSTUPOV

Tadeáš Fecko¹
Jaroslav Baran²
Zuzana Haššová³
Viktor Borzovič⁴

Abstrakt

Článok sa zaoberá šmykovou odolnosťou zosilnených železobetónových nosníkov. Zameraný je hlavne na porovnanie dostupných návrhových prístupov s experimentálnymi výsledkami a porovnanie efektívnosti rôznych typov zosilnenia. Experiment pozostával zo štvorice železobetónových nosníkov T prierezu s dĺžkou 4,20 m. Jeden nosník slúžil ako referenčná vzorka a pre zvyšné tri boli navrhnuté a v praxi často používané spôsoby zosilňovania. Experimentálne získane šmykové odolnosti nosníkov boli porovnávané s rôznymi prístupmi návrhu šmykovej odolnosti. Na základe porovnaní vypočítaných a experimentálnych výsledkov bol stanovený najefektívnejší spôsob zosilňovania a stanovená rezerva vybraných návrhových prístupov.

Úvod

Pri navrhovaní nosných konštrukcií statici uvažujú s istou mierou bezpečnosti, ktorá sa skrýva v súčinitel'och bezpečnosti materiálu a zaťaženia. Pri porovnávaní analytických výpočtov podľa výpočtových postupov so skúškami vzoriek v laboratóriu však tieto súčinitele bezpečnosti neuvažujeme. Takéto porovnanie by nám mali ukázať, nakoľko bezpečné sú skutočne výpočtové postupy, ktorými sa pri návrhu riadime. Výpočet šmykovej odolnosti má oproti tej ohybovej empirický charakter, čiže je založený na skúsenostiach z experimentov či praxe. Vzorce použité na výpočet šmykovej odolnosti sú vo väčšine prípadov aplikované na návrh novej konštrukcie. V článku porovnáваме výsledky týchto výpočtov s experimentálnymi skúškami zosilnených nosníkov. Zistíme, s akou presnosťou dokážeme vypočítať šmykovú odolnosť nosníkov.

Nosníky pred zosilnením

Pre experimentálny program boli navrhnuté 4 železobetónové nosníky dĺžky 4,20 m T prierezu s rozmerom 40 x 30 cm (Obr. 1). Označenie nosníkov sme zvolili A - D. S betonážou nám pomáhala firma Skanska SK a.s. Požadovaná trieda betónu

¹ Ing., Stavebná fakulta STU v Bratislave, e-mail: tadeas.fecko@stuba.sk

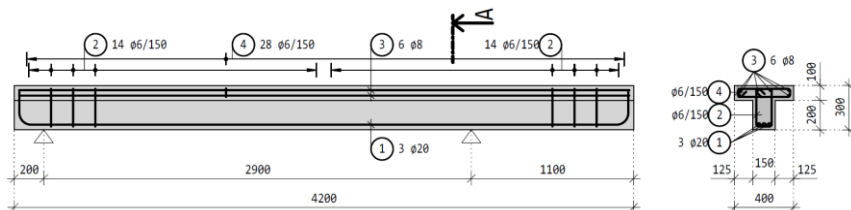
² Ing., Stavebná fakulta STU v Bratislave, e-mail: jaroslav.baran@stuba.sk

³ Ing., Stavebná fakulta STU v Bratislave, e-mail: zuzana.hassova@stuba.sk

⁴ doc. Ing., PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, e-mail: viktor.borzovic@stuba.sk

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

bola C25/30. Výstuž na ohyb tvorili 3 prúty priemeru 20 mm v spodnej časti nosníka a šmykovú výstuž tvorili uzavreté stmene priemeru 6 mm v rastru po 150 mm. Výstuženie nosníka doplnila konštrukčná výstuž priemeru 6 a 8 mm (Obr. 1).

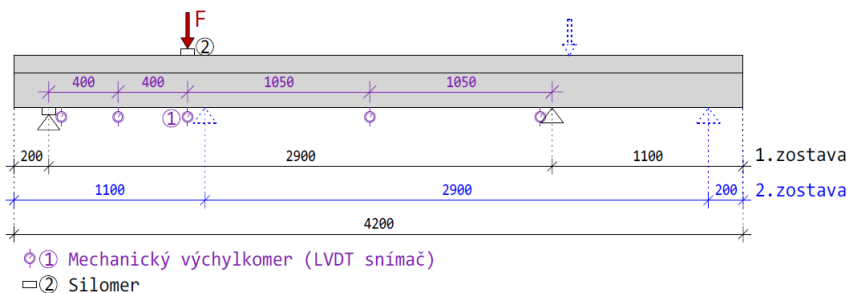


Obr. 1 Tvar a výstuž nezosilneného nosníka A - D

Betón mal v 28 dňoch valcovú pevnosť $f_{cm,cyl} = 20,63$ MPa a kockovú pevnosť $f_{cm,cube} = 24,80$ MPa. Priemerný modul pružnosti betónu dosiahol hodnotu $E_{cm} = 25,33$ GPa. Podľa ťahových skúšok sa výstuž dá zaradiť do tried B500A a B500C.

Experimentálne skúšky nezosilnených nosníkov

Všetky nezosilnené nosníky boli skúšané v laboratóriu STU Stavebnej fakulty v Bratislave. Skúšobná zostava nosníka bola navrhnutá tak, aby bolo nosník možné skúšať v dvoch polohách. Statická schéma bola uvažovaná ako prostý nosník s vykonzolovanou časťou. Pri trojbodovej skúške bola vzdialenosť podpier 2,90 m (Obr. 2). Pôsobiaci sila bola umiestnená vo vzdialenosti $3d$ od podpory, čo predstavuje vzdialenosť 800 mm a teoretický pomer rozloženia sily v lise do podpier pri takejto zostave bol 72 : 28 %.



Obr. 2 Skúšobná zostava nosníkov A - D pred zosilnením

Nosníky boli postupne zaťažované v zaťažovacích krokoch. Prvý (referenčný) nosník A bol zaťažovaný až do porušenia, pričom sa v oboch polohách zostavy jednalo o šmykové porušenie. Výsledky skúšok referenčného nosníka sú uvedené nižšie v Tab. 2. Nosníky B - D boli zaťažované do úrovne 110 kN v lise.

Zosilňovanie nosníkov B - D

Nosníky B a C boli zosilňované a odskúšané. Príspevok ďalej popisuje návrh zosilnenia nosníka D pomocou uhlíkových lamíel. Pri všetkých nosníkoch bolo navrhnuté zosilnenie na šmyk. Pri skúškach nosníkov sme zisťovali šmykovú odolnosť, preto vznikla potreba zosilnenia aj na ohyb, aby sa zamedzilo nežiadúcemu porušeniu nosníkov.

Spôsob zosilnenia nosníkov B a C bol podobný. Zosilnenie bolo tvorené zväčšením prierezu pomocou 7 centimetrovej dobetonávky zo spodu z troch strán a pridaním šmykovej a ohybovej výstuže. Prídavnú ohybovú výstuž tvorili 3 prúty priemeru 20 mm a šmykovú výstuž tvorili závitové tyče priemeru 6 mm v rastrí po 150 mm. Umiestnenie závitových tyčí bolo zvolené osovo do medzier medzi raster strmeňov pôvodného nosníka. Závitové tyče boli pri spodnom povrchu spojené plechom. Súdržnosť medzi nosníkom a betónom dobetonávky zabezpečili okrem zdrsneného povrchu nosníka aj mechanické kotvy Hilti HUS3-H.

Rozdiel medzi zosilnením nosníka B a C bol v zakotvení závitových tyčí. V nosníku B boli tyče kotvené do príruby do predvrtaných dier pomocou kotviacej chémie Hilti HIT-RE 500 V3. Efektívnosť kotvenia pomocou chémie bola overená pomocou vytáhovacích skúšok, ktoré boli vykonané na týchto nosníkoch. Skúšky ukázali, že vo väčšine prípadov sa pri rovnakej hĺbke kotvenia, ktorú uvažujeme v nosníku B, dosiahlo roztrhnutie závitovej tyče pred jej vytiahnutím. Pri nosníku C závitové tyče prechádzali celou výškou príruby a kotvené boli pomocou podložky a matice z hornej strany nosníka (Obr. 3a). Zosilnenie nosníka C na ohyb bolo navyš zväčšené pomocou 3 lamíel Sika CarboDur lepených zo spodu dobetonávky (Obr. 3b). Dôvodom bola skúsenosť zo skúšania zosilneného nosníka B, ktorý sa v druhej skúšobnej polohe porušil na ohyb.



a) Nosník C a B - príprava výstuže

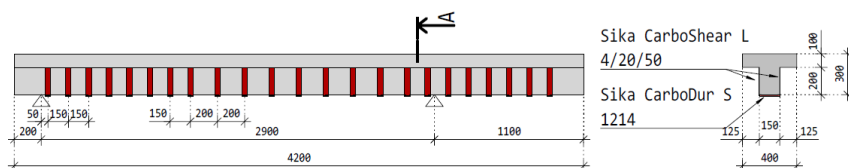


b) Nosník C – lepenie lamíel

Obr. 3 Príprava nosníkov na zosilnenie (nosníky sú na obr. kvôli realizácii obrátené)

Poslednou metódou, ktorá je uvažovaná pri zosilňovaní nosníka D, je pomocou aplikácie uhlíkových lamíel. Uhlíkové lamely (CFRP) predstavujú progresívny materiál pri zosilňovaní konštrukcií a v porovnaní s ostatnými FRP materiálmi

majú najlepšie materiálové vlastnosti. CFRP sa vyznačujú vysokou pevnosťou v ťahu a vysokým modulom pružnosti. Medzi ich ďalšie výhody patrí nízka hmotnosť, antikoročné vlastnosti a jednoduchá manipulácia a doprava. Na zvýšenie šmykovej odolnosti boli uvažované lamely Sika CarboShear v tvare uholníkov z uhlíkových vlákien, ktoré sú vyvinuté na zosilňovanie betónových konštrukcií v šmyku. Rozmery uholníkov aplikovaných vo výpočtoch boli uvažované hrúbky 2 mm a šírky 40 mm. Jednotlivé dĺžky ramien je následne možné upraviť zrezaním na požadovanú dĺžku. Lamely budú rozmiestnené vo vzdialenostiach 150 mm. Ohybové zosilnenie zabezpečí priama lamela Sika CarboDur lepená zo spodu nosníka. Na základe konštrukčných zásad a rozmerov prierezu nosníka bola uvážená len jedna lamela hrúbky 1,4 mm a šírky 120 mm.



Obr. 4 Návrh zosilnenia nosníka D pomocou lamiel

Experimentálne skúšky zosilnených nosníkov B a C

Zosilnené nosníky boli zaťažované do porušenia kvôli zisteniu ich šmykovej odolnosti. Z dôvodu zväčšenia účinnej výšky prierezu bolo potrebné zväčšiť šmykové rozpätie z 800 mm na 1000 mm, čo zmenilo prerozdelenie sily do podpier na teoretický pomer 65 : 35 %.

Najsôr bol skúšaný nosník B, ktorý sa v prvej polohe porušil na šmyk (Obr. 5), no v druhej polohe došlo k zlyhaniu zosilneného nosníka na ohyb. To viedlo k potrebe navýšenia ohybovej odolnosti nosníka C (popísaného vyššie) pred jeho skúšaním (Obr. 6).



Obr. 5 Porušenie nosníka v polohe B1



Obr. 6 Šmykové porušenie nosníka C

Výpočtové postupy šmykovej odolnosti nosníkov A - C

Pre stanovenie šmykovej odolnosti bola použitá trojica návrhových prístupov. Z aktuálne najpoužívanejších návrhových prístupov bol vybraný prístup podľa Eurokódu 2 - EC2 [1], prístup podľa druhej generácie Eurokódu 2 - prEC2 [2]

a prístup podľa novej generácie Model kódu 2020 – MC20 [3]. Vybrané prístupy pracujú so sklonom tlakovej diagonály θ , jeho hodnota je však v každom prístupe rozdielna. Aktuálne platná norma Eurokód 2 – EC2 dovoľuje pre nepredpäté prvky použiť minimálny sklon $\theta_{\min} = 22,0^\circ$.

$$V_{R,s \text{ EC2}} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yw} \cdot \cot\theta \quad (1)$$

Kde: A_{sw} - prierezová plocha šmykovej výstuže, f_{yw} - medza klzu šmykovej výstuže, s - vzdialenosť strmeňov, θ - sklon tlakovej diagonály, z - rameno vnútorných síl.

Druhá generácia Eurokódu 2 – prEC2 stanovuje hodnotu kotangensu $\cot\theta_{\min} = 2,5$, čo predstavuje minimálny sklon tlakovej diagonály $\theta_{\min} = 21,8^\circ$. Zmena v druhej generácii Eurokódu – prEC2 nastáva aj vo vyjadrení šmykovej odolnosti (2), kde sa šmyková odolnosť vyjadruje ako šmykové napätie, nie ako šmyková sila, ako tomu bolo v predošlej generácii Eurokódu 2 – EC2. Prepočet na šmykovú silu je vyjadrený vo vzorci (3).

$$\tau_R = \rho_w \cdot f_{yw} \cdot \cot\theta \quad (2)$$

$$V_{Rs \text{ prEC2}} = \tau_R \cdot b_w \cdot z \quad (3)$$

Kde: ρ_w - stupeň vystuženia šmykovou výstužou, f_{yw} - medza klzu šmykovej výstuže, θ - sklon tlakovej diagonály.

Ďalším skúmaným prístupom bol Modelcode 2020 – MC20 (4). Tento prístup sa často používa ako alternatíva k Eurokódu 2. Prístup ponúka tri úrovne aproximácie, kde prvá je konzervatívna a so zvyšujúcou úrovňou aproximácie klesá bezpečnostná rezerva výpočtového modelu a stúpa jeho presnosť v porovnaní s vykonanými experimentmi. Druhá úroveň aproximácie sa rozdeľuje na prístup a) a b). Prístup a), ktorý pracuje s analógiou priehradového modelu ako je tomu aj pri Eurokóde 2 a do odolnosti nezapočítava príspevok betónovej časti prierezu. A prístup b), ktorý pracuje so zjednodušenou metódou modifikovaných tlakových polí a započítava do šmykovej odolnosti aj príspevok betónovej časti prierezu.

$$V_R = V_{Rs} + V_{Rc} \quad (4)$$

$$V_{R,s \text{ MC20}} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z_v \cdot f_{yw} \cdot \cot\theta \quad (5)$$

Kde: A_{sw} - prierezová plocha šmykovej výstuže, f_{yw} - medza klzu šmykovej výstuže, s - vzdialenosť strmeňov, θ - sklon tlakovej diagonály, z_v - rameno vnútorných síl.

$$V_{R,c \text{ MC20}} = k_v \cdot \frac{\sqrt{f_c}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z_v \quad (6)$$

Kde: k_v - redukčný súčiniteľ, závisí od pretvorenia vyšetřovaného prierezu, γ_c - parciálny súčiniteľ spoľahlivosti betónu = 1,0.

V tejto práci porovnávame len dve úrovne aproximácie nakoľko tretia úroveň si vyžaduje podrobné vstupy a nutnosť iterácie výpočtov a je určená skôr na vedecké účely.

Výpočet šmykovej odolnosti zosilneného nosníka D

Pri analytickom výpočte šmykovej odolnosti zosilneného nosníka D sme nepostupovali podľa postupov uvedených vyššie, pretože odolnosť nosníka tvorí materiál s veľmi odlišnými vlastnosťami v porovnaní s betonárskou výstužou. Vo výpočte sa preto vychádzalo z výpočtových modelov, ktoré sú obsiahnuté v novej generácii Eurokódov, konkrétne bola aplikovaná kapitola venujúca sa CFRP materiálom.

$$\tau_{R\text{ CFRP}} = \tau_R + \tau_{R,f} \leq 0,5 v f_c \quad (7)$$

$$\tau_{R,f} = \frac{A_f}{s_f} \cdot \frac{f_{fw}}{b_w} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha_f) \cdot \sin\alpha_f \quad (8)$$

$$V_{R\text{ CFRP}} = \tau_{R\text{ CFRP}} \cdot b_w \cdot z \quad (9)$$

Kde: A_f - prierezová plocha šmykových lamíel, f_{fw} - medza klzu lamíel, s_f - osová vzdialenosť lamíel, b_w - šírka nosníka, θ - sklon tlakovej diagonály, α_f - sklon lamíel k pozdĺžnej osi nosníka. Ostatné parametre platia rovnako ako vo vzorci (2).

Porovnanie výsledkov experimentov a analytických výpočtov

Všetky výpočtové postupy uvažujú s iným sklonom tlakovej diagonály, preto sú všetky uvažované uhly θ prehľadne vypísané v Tab. 1.

Tab. 1 Sklon tlakovej diagonály uvažovaný vo výpočtoch

	θ [°]	$\cot(\theta)$ [-]
EC2	22,00	2,475
prEC2	21,80	2,500
MC20 A1	30,47	1,700
MC20 A2a	18,00	3,078
MC20 A2b	36,00	1,376

V tab. 2 sú vypísané šmykové odolnosti nosníkov získané z experimentov a výsledky analytických výpočtov podľa spomínaných výpočtových postupov.

Tab. 2 Výsledky experimentov a analytických výpočtov

			A1	A2	B1	B2	C1	C2	D
Experiment	$V_{R,EXP}$	[kN]	163,8	138,6	302,3	- *	351,6	334,8	-
Priemer	$V_{R,EXP,mean}$	[kN]	151,2		302,3		343,2		-
Zvýšenie šmykovej odolnosti	$V_{R,EXP,i} / V_{R,EXP,A,mean}$		-		2,00		2,33	2,21	-
Skutočný sklon šmyk. trhliny	θ_{EXP}	[°]	34	34	30	- *	30	36	-
EC2	$V_{Rs,EC2}$	[kN]	112,8		169,9				
$V_{R,EXP,mean} / V_{Rs,EC2}$			1,34		1,78		2,02		
prEC2	$V_{Rs,prEC2}$	[kN]	113,8		211,1				133,9
$V_{R,EXP,mean} / V_{Rs,prEC2}$			1,33		1,43		1,63		
MC20 A1	$V_{R,MC10,A1}$	[kN]	77,4		143,6				
$V_{R,EXP,mean} / V_{R,MC10,A1}$			1,95		2,11		2,39		
MC20 A2a	$V_{R,MC10,A2a}$	[kN]	140,0		256,9				
$V_{R,EXP,mean} / V_{R,MC10,A2a}$			1,08		1,18		1,34		
MC20 A2b	$V_{R,MC10,A2b}$	[kN]	88,0		166,7				
$V_{R,EXP,mean} / V_{R,MC10,A2b}$			1,72		1,81		2,06		

* Vzorka porušená na ohyb

Záver

Výsledky experimentov ukázali, že zosilnenie nosníka pomocou závitových tyčí a dobetonávky zvýšilo šmykovú odolnosť nosníka približne dvoj-násobne. V prípade nosníka B, kde boli závitové tyče kotvené pomocou chémie došlo presne k dvojnásobnému zvýšeniu šmykovej odolnosti $V_{EXP,B} / V_{EXP,A} = 2,00$. Pri nosníku C, kde môžeme s istotou uvažovať s plným zakotvením prídavnej šmykovej výstuže, došlo k zvýšeniu šmykovej odolnosti $V_{EXP,C} / V_{EXP,A} = 2,33$, resp. 2,21.

Pri porovnávaní analytických výpočtov s experimentami môžeme vidieť, že všetky výpočtové postupy udávajú konzervatívnu (bezpečnú) hodnotu v miere bezpečnosti $V_{Calc} / V_{EXP} = 1,08 \sim 2,39$. Za najkonzervatívnejší prístup môžeme považovať prvú úroveň aproximácie podľa Modelcode 2020, kde výsledky dosahovali v porovnaní s experimentom vždy najväčšiu rezervu $V_{Calc} / V_{EXP} = 1,95 \sim 2,39$. Naopak, ako najpresnejší prístup v porovnaní s experimentom, môžeme považovať druhú úroveň aproximácie variant a), kde rezerva dosahovala hodnoty $V_{Calc} / V_{EXP} = 1,08 \sim 1,34$. Tieto rozdiely medzi jednotlivými prístupmi sú ovplyvňované hlavne uvažovaním sklonu tlakovej diagonály θ_{min} . Ako je zrejmé zo vzorcov (1) až (6), θ_{min} tvorí v podstate jediná premennú nakoľko rovnice pre stanovenie šmykovej odolnosti výstuže V_{Rs} sú takmer identické.

Na základe výpočtov je možné zhodnotiť, že vďaka uhlíkovým lamelám dokážeme doceliť zvýšenie nie len ohybovej, ale taktiež aj šmykovej odolnosti konštrukcií, čo môže byť značným prínosom pri zosilňovaní existujúcich konštrukcií. Cieľom návrhu zosilnenia experimentálneho nosníka D je dosiahnuť zvýšenie zaťažiteľnosti nosníka a zároveň zabezpečiť zlyhanie prvku v šmyku.

Podakovanie

Táto práca vznikla s podporou výskumného projektu VEGA č. VEGA 1/0310/22 "Špecifické aspekty vplyvajúce na šmykovú odolnosť železobetónových nosných prvkov pri koncentrovanom namáhaní".

Autori ďakujú za podporu pri realizácii a zhotovení skúšobných nosníkov spoločnosti Skanska SK a.s. a spoločnostiam Hilti Slovakia spol. s r.o. a Sika Slovensko, spol. s r.o. za poskytnutý materiál a nástroje k zosilňovaniu.

Literatúra

- [1] STN EN 1992-1-1: 2006: Navrhovanie betónových konštrukcií – Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy, 200 str.
- [2] CEN, FprEN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures. 2020.
- [3] FIB, Model code for concrete structures 2020, Final draft. 2021

ZOSILŇOVANIE STĽPOV CFRP LAMELAMI – PARAMETRICKÁ ŠTÚDIA

Ján Pecka¹
Katarína Gajdošová²
Stanislav Blaho³

Abstrakt

CFRP patrí medzi materiály používané na zosilňovanie konštrukcií. Príspevok sa zaoberá porovnaním zosilnenia stĺpa NSMR (Near Surface Mounted Reinforcement) a EBR (Externally Bonded Reinforcement) metódou aplikácie CFRP lamiel. Za týmto účelom bola vypracovaná jednoduchá parametrická štúdia. Okrem metódy aplikácie sú ďalšími parametrami vlastnosti CFRP lamiel: ťahová pevnosť a modul pružnosti. S ohľadom na pretvorenia dosahované v jednotlivých častiach prierezu je najefektívnejšia aplikácia lamiel s vyšším modulom pružnosti NSMR metódou. Významným parametrom je aj medzné pomerné pretvorenie lamiel.

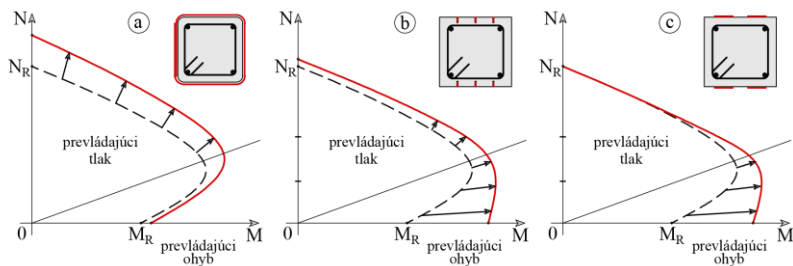
Úvod

Pri požiadavke zvýšenia odolnosti stĺpov je na výber z väčšieho množstva zosilňovacích metód. Tie sa medzi sebou líšia nie len použitým materiálom, ale aj mechanizmom, ktorým dochádza k zvýšeniu odolnosti. Populárnymi sa stávajú metódy založené na aplikácii výrobkov z CFRP (Carbon Fibre Reinforced Polymer). Tie sú charakteristické násobne vyššou ťahovou pevnosťou v porovnaní s oceľovou výstužou a tiež výbornou odolnosťou voči vplyvom prostredia. Ich nevýhodou je vysoká cena a potreba ochrany pred mechanickým poškodením, či voči účinkom vysokej teploty. Najviac sa CFRP na zosilňovanie stĺpov používa v podobe jednosmernej tkaniny. Tá sa laminuje na povrch stĺpa a vytvára ovinutie, čo vedie k zvýšeniu tlakovej pevnosti betónu pôvodného stĺpa. (Obr.1a). Tento spôsob zosilnenia je efektívny v prípade prevládajúceho tlakového namáhania. Pri prevládajúcom ohybovom namáhaní, ktoré sa môže vyskytnúť najmä pri štíhlych stĺpoch, je efektívnejšie zvýšenie odolnosti pridaním pozdĺžnej výstuže. (Obr.1b,c) Ako pozdĺžnu výstuž možno využiť CFRP lamely, ktoré je možné aplikovať na povrch stĺpa ako EBR, alebo do drážok zhotovených v betónovej krycej vrstve ako NSMR. Ďalej sú priblížené jednotlivé metódy aplikácie lamiel. Pre porovnanie príspevkov k odolnosti stĺpa jednotlivých metód je uvedená parametrická štúdia.

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

² doc.,Ing.,PhD., Katedra betónových konštrukcií a mostov, SvF STU, Radlinského 11, 810 05 Bratislava

³ Ing., Katedra betónových konštrukcií a mostov, SvF STU, Radlinského 11, 810 05 Bratislava



Obr.1 Zmena interakčného diagramu pri zosilnení a) ovinutím, b) NSMR c) EBR

EBR metóda

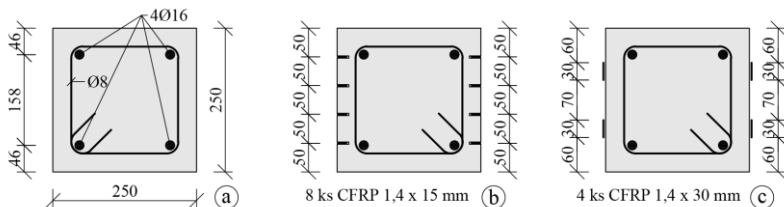
Pri tejto metóde sa CFRP lamely lepia na povrch zosilňovaného stĺpa. Ten je nevyhnutne správnym spôsobom pripraviť. Zahŕňa to odstránenie poškodených častí. V prípade potreby reprofiláciu stĺpa, či ošetrovanie koróziou napadnutej výstuže. Požadovaná je dostatočná ťahová odolnosť pôvodného betónu, ktorú je potrebné overiť odtrhovou skúškou. Pre zabezpečenie dobrej súdržnosti je požadované obnaženie vrcholkov kameniva. Lamely sa lepia pomocou epoxidového lepidla. Je potrebné zabrániť delaminácii v koncových oblastiach. Pri aplikácii lamiel EBR metódou je možné uvažovať len ich ťahové pôsobenie, tlakové pôsobenie je potrebné v súlade s draftom novej EC2 zanedbať [1]. Keďže lamely sa nachádzajú na povrchu stĺpa, je potrebné zabezpečiť ich ochranu ako aj povrchovú úpravu v súlade s požiadavkami na architektonické stvárnenie a požiarnu odolnosť.

NSMR metóda

Táto metóda je v porovnaní s EBR metódou prácnejšia. Rovnako aj tu je potrebné odstrániť poškodené časti, prípadne ošetriť koróziou napadnutú výstuž. Okrem toho je potrebné do betónovej krycej vrstvy vyrezať drážky. Tieto drážky sa vyplnia epoxidovým lepidlom a následne sa do nich vtláča CFRP lamely. Vďaka aplikácii do drážok je zabezpečené lepšie spolupôsobenie lamiel s betónom, keďže nie sú nalepené len z jednej strany. Súčasne je bránené vybočeniu lamiel pri ich tlakovom namáhaní, teda je možné počítať aj s tlakovým pôsobením lamiel. V tejto oblasti však ešte stále prebieha výskum [2]. V porovnaní s EBR metódou je možné aplikovať len menšiu plochu CFRP materiálu. Na druhej strane sú lamely chránené pred mechanickým poškodením a je jednoduchšie realizovateľná povrchová úprava stĺpa.

Parametrická štúdia

Za účelom zhodnotenia možností zvýšenia odolnosti aplikáciou CFRP lamiel bola spracovaná parametrická štúdia. Ako referenčný stĺp, ktorý je zosilňovaný, bol zvolený stĺp s prierezom 250 x 250 mm a dĺžkou 3,5 m. Uvažované je s betónom pevnostnej triedy C30/37, pozdĺžnu výstuž tvaria 4 prúty priemeru Φ 16 mm. Geometria stĺpa je uvedená na Obr.2. Štíhlosť stĺpa je $\lambda=48,5$.



Obr.2 Priechy rez stĺpa a) referenčný, b) zosilnený NSMR, c) zosilnený EBR.

Zvolené je namáhanie kombináciou tlakovej osovej sily a jednoosového ohybového momentu, čo možno nahradiť zaťažením excentricky pôsobiacou osovou silou. Zvolená bola excentricita zaťaženia 50 mm, čo zodpovedá 20% rozmeru prierezu. Výsledky zosilnenia sú prezentované prostredníctvom interakčného diagramu (ID) kritického prierezu a porstredníctvom N-M zaťažovacích kriviek. Zaťažovacie krivky sú vypočítané všeobecnou výpočtovou metódou v súlade s EC2 [3]. Algoritmus výpočtu bol spracovaný podľa dizertačnej práce Ing. Čuháka, PhD [4]. Táto výpočtová metóda ako jediná umožňuje priamo zohľadniť CFRP lamely pridané v rámci zosilňovania.

Na trhu sú CFRP lamely od viacerých výrobcov. Jednotlivé lamely sa medzi sebou líšia pevnosťou v ťahu ako aj modulom pružnosti. Tie závisia od typu použitých vlákien, typu matrice a od objemového pomeru vlákien a matrice. Príklady lamiel sú uvedené v Tab.1.

Tab.1 Vlastnosti CFRP lamiel dostupných na trhu. [5]

Výrobca/ označenie	$f_{u,CFRP}$ [MPa]	E_{CFRP} [GPa]	$\epsilon_{u,CFRP}$ [%]	Obsah vlákien [%]
Epsilon / Carbolam HS	2000-3000	100-140	1,00-2,00	NA
Epsilon / Carbolam HM	1700-2700	190-250	0,8-1,80	NA
Epsilon / Carbolam UHM	1700-2000	250-450	0,20-0,40	NA
Horse / HM-1.2T	2743	171	1,50	65
Horse / HM-1.4T	3044	158	1,77	65
Mapei / Carboplate E170	≥ 3100	170	2,00	68
Mapei / Carboplate E200	3300	200	1,40	68
Mapei / Carboplate E250	2500	250	0,90	65
Mapei / Carboplate UHM	1500	460	0,34	70
Master builders / MasterBrace Lam CFS	3000	165	1,50	NA
Master builders / MasterBrace Lam CFH	2800	210	1,40	NA
S&P C-Laminate / SM	2700	168	1,60	68
S&P C-Laminate / HM	2700	201	1,35	68
Sika / Carbodur S	2900	165	1,80	68
Sika / Carbodur M	3200	205	1,70	68
Sika / CarboDur Plate UHM	1110	360	0,30	55

NA – hodnota nie je v katalógu výrobcu uvedená.

V parametrickej štúdií je uvažované s rôznymi vlastnosťami CFRP lamiel. V prvom riadku Tab.2 je uvedený rozsah vlastností CFRP lamiel podľa literatúry [6]. V ďalších riadkoch sú uvedené hodnoty uvažované vo výpočtoch. Označenie jednotlivých typov lamiel je na základe hodnoty modulu pružnosti v GPa.

Tab.2 Vlastnosti CFRP lamiel uvažovaných v parametrickej štúdií

Označenie	$f_{u,CFRP}$ [MPa]	E_{CFRP} [GPa]	$\varepsilon_{u,CFRP}$ [%]
Rozsah	600-3920	37-784	0,50-1,80
E150	3000	150	2,00
E200	3000	200	1,50
E400	1800	400	0,45
E600	1400	600	0,23

Pri zosilňovaní NSMR metódou je uvažované s aplikáciou štvorice CFRP lamiel 1,4 x 15 mm symetricky k obom povrchom prierezu, tlačnému aj ťahanému (Obr.2b). S ohľadom na aplikáciu do drážok je uvažované aj s tlakovým príspevkom lamiel k odolnosti. Pri EBR metóde je uvažované s aplikáciou dvojice lamiel 1,4 x 30 mm (rovnaká prierezová plocha CFRP ako pri NSMR) k obom povrchom prierezu. S ohľadom na aplikáciu na povrch je uvažované len s ťahovým príspevkom lamiel. Ako posledný je vyhodnotený vplyv štihlosti stĺpa, ktorý sa prejavuje na veľkosti účinkov druhého rádu. Výpočty sú prevedené s lamelami E200 aplikovanými NSMR metódou. Uvažované je so stĺpmi dĺžky $l = 2,5; 3,5$ a $4,5$ m, čomu zodpovedajú štihlosti: $\lambda = 34,6; 48,5$; a $62,4$.

Výsledky

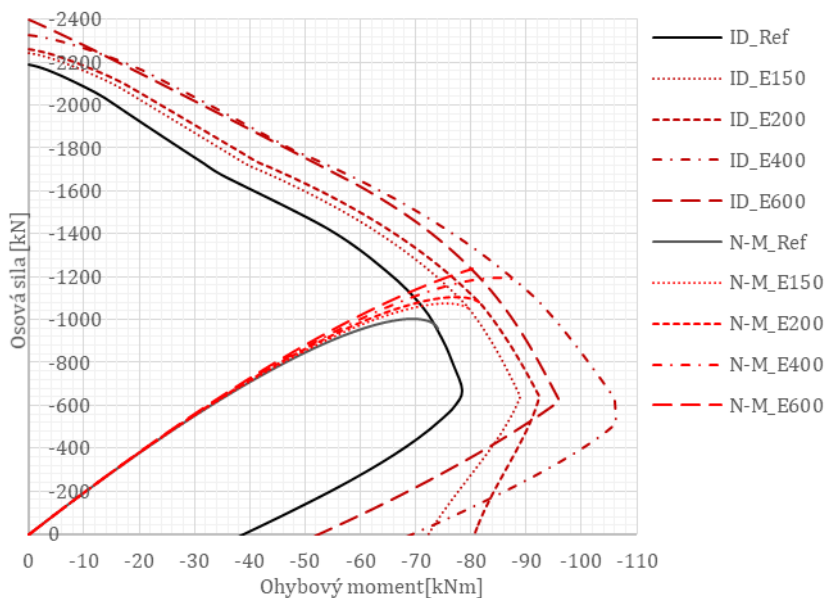
Výsledky sú graficky zobrazené na Obr.3-5. Ako ID sú označené interakčné diagramy krytického prierezu. N-M je označenie zaťažovacej krivky pre zvolenú excentricitu osovej sily $e = 50$ mm. S-N-Ex je označenie stĺpov zosilňovaných NSMR metódou, S_E-Ex je označenie stĺpov zosilnených EBR metódou. Pri stĺpoch rôznych štihlosti je uvedený nárast odolnosti od referenčného stĺpa danej štihlosti.

Tab.3 Číselné výsledky zosilnenia stĺpa CFRP lamelami NSMR metódou.

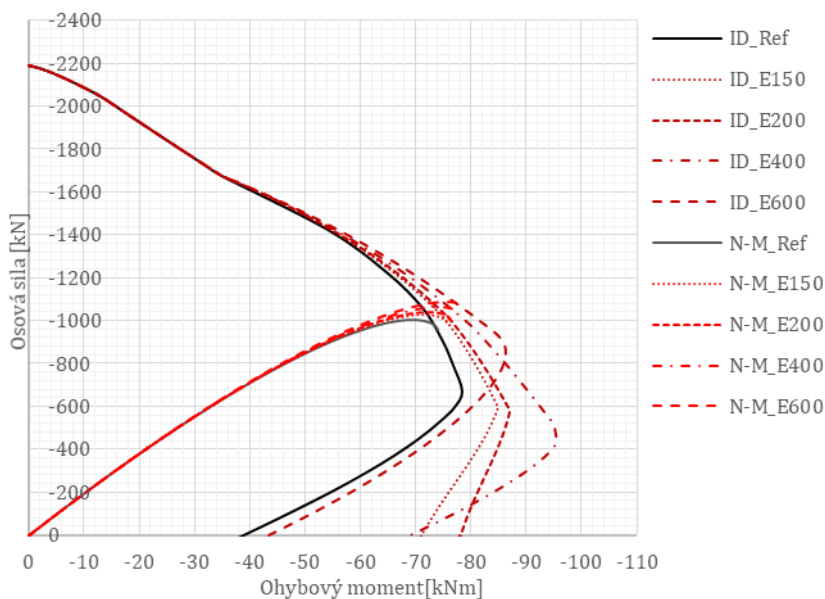
Označenie	N_R [kN]	M_R [kN.m]	Zmena N_R [%]	Napätie v lamelách [MPa]	
S_Ref	-1003,4	-69,5	-	-	-
S_N_E150	-1078,2	-75,5	+7,45	-414	198
S_N_E200	-1102,5	-77,5	+9,88	-564	264
S_N_E400	-1197,4	-85,0	+19,04	-1202	506
S_N_E600	-1234,4	-80,3	+23,02	-1400	424

Tab.4 Číselné výsledky zosilnenia stĺpa CFRP lamelami EBR metódou.

Označenie	N_R [kN]	M_R [kN.m]	Zmena N_R [%]	Napätie v lamelách [MPa]	
S_Ref	-1003,4	-69,5	-	-	-
S_E_E150	-1030,1	-71,5	+2,66	0	193
S_E_E200	-1037,9	-72,3	+3,44	0	257
S_E_E400	-1065,0	-74,3	+6,14	0	486
S_E_E600	-1086,8	-75,8	+8,31	0	688



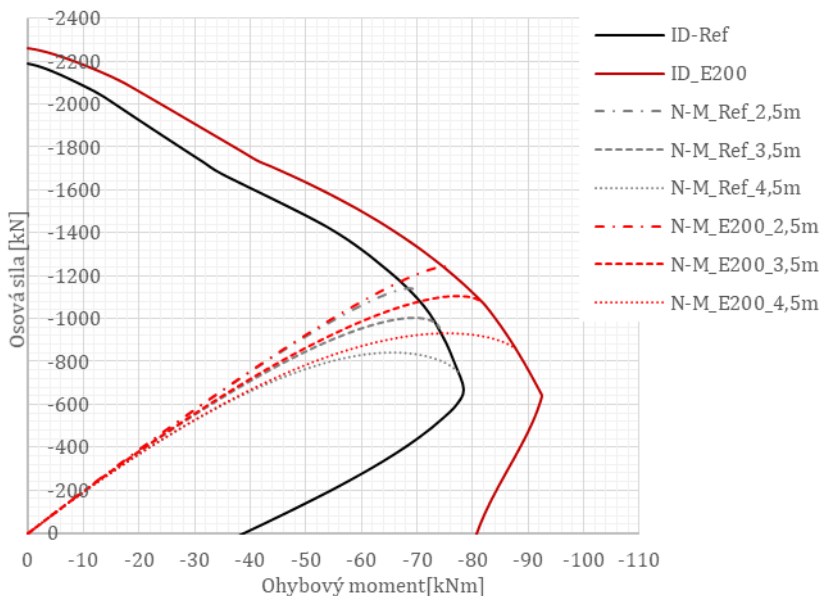
Obr.3 Grafické výsledky zosilnenia stĺpa CFRP lamelami NSMR metódou.



Obr.4 Grafické výsledky zosilnenia stĺpa CFRP lamelami EBR metódou.

Tab.5 Číselné výsledky zosilňovania stĺpov rôznych štíhlostí.

Označenie	N_R [kN]	M_R [kN.m]	Zmena N_R [%]	Napätie v lamelách [MPa]
S_Ref_2,5m	-1142,1	-68,8	-	-
S_N_2,5m	-1241,6	-75,0	+8,71	617
S_Ref_3,5m	-1003,4	-69,5	-	-
S_N_3,5m	-1102,5	-77,5	+9,88	564
S_Ref_4,5m	-839,4	-65,8	-	-
S_N_4,5m	-934,5	-75,5	+11,33	476



Obr.5 Grafické výsledky pre stĺpy dĺžok 2,5; 3,5 a 4,5 m pred a po zosilnení CFRP lamelami E200 NSMR metódou.

Diskusia a závery

Pri zosilnení stĺpa CFRP lamelami NSMR metódou dochádza k zvýšeniu odolnosti v rámci celého ID kritického prierezu. Pri lamelách E150 a E200 v oblasti prevládajúceho tlaku dochádza k miernemu nárastu, s rastúcim vplyvom ohybového momentu je aj vplyv zosilnenia výraznejší (Obr.3). Pri lamelách s vyšším modulom pružnosti E400 a E600, ktoré majú menšiu hodnotu medzného pretvorenia sa stáva rozhodujúcou podmienkou porušenie lamiel.

Pri lamelách E200 je nárast odolnosti o necelých 10% avšak pevnosť lamiel nie je zďaleka využitá. Vyšší modul pružnosti lamiel E400 sa prejaví vyšším napätím v lamelách ako aj väčším príspevkom k odolnosti, nárast je na úrovni 19%. Pri E600 sa s ohľadom na malú hodnotu medzného pretvorenia mení charakter porušenia prierezu. Rozhodujúcim sa stáva tlakové porušenie lamiel.

Zosilnenie stĺpa aplikáciou lamiel EBR metódou sa na ID kritického prierezu prejavilo zvýšením odolnosti v oblasti prevládajúceho ohybového namáhania. V oblasti tlakového namáhania je príspevok lamiel nulový, keďže nebolo uvažované s ich príspevkom k tlakovej odolnosti. Priebeh jednotlivých N-M zaťažovacích kriviek je s ohľadom na zvolenú excentricitu zaťaženia podobný, zmena modulu pružnosti sa prejavuje len mierne. Je to z dôvodu že v priereze sa na ťahanej strane prierezu dosahujú len malé ťahové pretvorenia. Nárast odolnosti je približne tretinový v porovnaní s NSMR metódou.

Výsledky pre stĺpy rôznych štíhlostí názorne demonštrujú vplyv štíhlosti a účinkov druhého rádu na výslednú odolnosť stĺpa, pri nezosilnených ako aj zosilnených stĺpoch. Čím je stĺp štíhlejší, tým sú účinky druhého rádu väčšie. Pri štíhlejších stĺpoch je zároveň aj zosilnenie aplikáciou lamiel NSMR metódou efektívnejšie.

Podakovanie

Táto práca vznikla s podporou výskumného projektu VEGA č. VEGA 1/0144/23 "Overenie spoľahlivosti nelineárnych metód európskych noriem a návrhové modely nosných prvkov pre nemetalické G-FRP výstuže vyrábané na Slovensku".

Literatúra

- [1] DRAFT prEN 1992-1-1:2021-09. Eurocode 2 (pr.EC2): Design of concrete structures - Part 1-1: General rules - Rules for buildings, bridges and civil engineering structures. Brussels: CEN-CENELEC, 2021. ICS 91.010.30; 91.080.40.
- [2] KHORRAMIAN, K. - SADEGHIAN, P. Strengthening concrete columns using NSM CFRP laminates. In Proceedings of the 6th Asia-Pacific Conference on FRP in Structures, APFIS 2017. 2017.no. July.
- [3] STN EN 1992-1-1+A1 Eurokód 2: Navrhovanie betónových konštrukcií Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy. Brussels: CEN-CENELEC, 2015. ISC 91.010.30; 91.080.40.
- [4] ČUHÁK, M. Nelineárna analýza betónových konštrukcií. dvojsový ohyb s osovou silou v tlačných štíhlych prvkoch: Dizertačná práca. Bratislava: Slovenská technická univerzita v Bratislave, 2013. 110 s.
- [5] Online katalógy výrobcov CFRP lamiel.
- [6] SHAKIR, I. et al. Materials Today: Proceedings Properties evaluation of fiber reinforced polymers and their constituent materials used in structures – A review. In Materials Today: Proceedings [online]. 2021. Vol. 43, s. 1003–1008. Dostupné na internete: <<https://doi.org/10.1016/j.matpr.2020.07.636>>.

Sekcia

Komerčné príspevky

SKÚSENOSTI S PRIESKUMAMI A DIAGNOSTIKOU

Jana Briatková Olšová¹

Pavol Sekera²

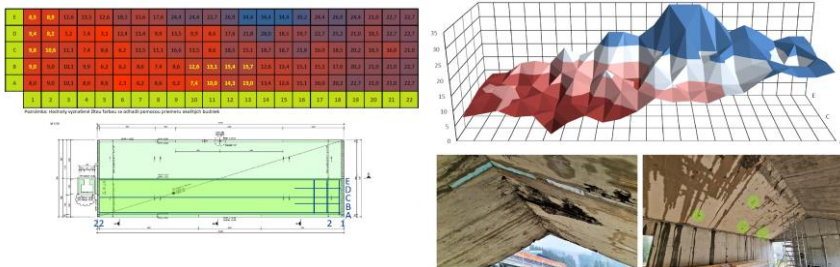
Peter Darnady³

Abstrakt

V ostatnom období sa stretávame s dopytom po prieskume strešných a ŽB konštrukcií, ktoré majú byť priťažené (napr. solárnymi panelmi) alebo sa prevádzka/účel stavby plánuje adaptovať novému využitiu. Často sa prieskum venuje zisteniu spôsobu vystuženia a stavu výstuže alebo možnostiam sanácie podláh (najmä podzemných garáží). Tento článok bližšie predstavuje niektoré praktické aplikácie NDT (nedeštruktívnych) aj DT (deštruktívnych) metód v prieskumoch, ktoré sme v ostatných rokoch riešili.

Text príspevku

Príspevok nemá ambíciu poučať, len informovať o tom čo robíme, s čím sa stretávame a ako k zákazníkom pristupujeme. Na kolážach obrázkov vyberáme reprezentatívne fotky a výstupy. Prvým z nich je diagnostika stavu stropnej/strešnej dosky chaty v Jasnej. Využili sa komplexne všetky NDT metódy – sklerometrické/tvrdomerné s vykreslením vlastností (obr. 1), detekcia výstuže a jej obalenie betónom, pevnosť v ťahu povrchových vrstiev, odbery jadrových výtvrtov pre určenie pevnosti v tlaku a medzerovitosti/hutnosti.



Obr. 1: Prieskum vlastností časti stropnej/strešnej dosky

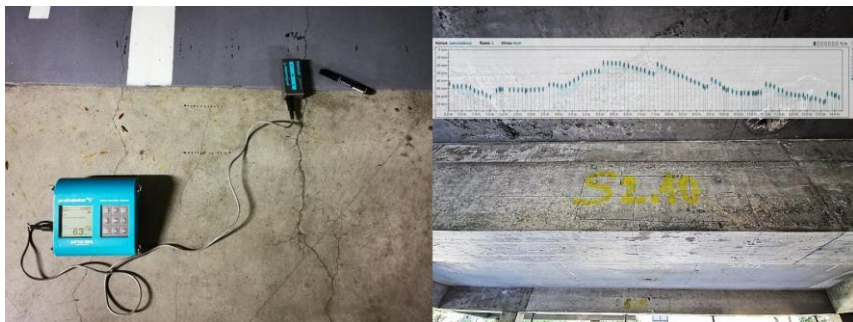
Ďalšou rozsiahlou časťou činnosti v súvislosti so ŽB je detekcia výstuže. Využívame jednak profometre, ale aj dva georadary (GPR), vďaka ktorým vieme spracovať aj 3D modely vystuženia do rozmeru 1x1 m (obr. 2 a 3). Okrem toho GPR,

¹ Ing., Bria Invenia, s.r.o., Poštová 11, 972 26 Nitrianske Rudno

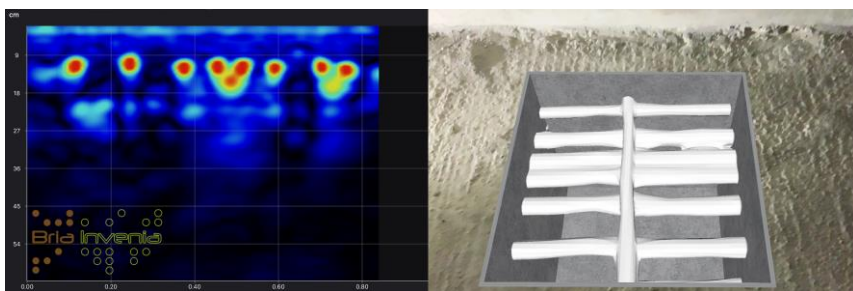
² Ing., Bria 2 Invenia, s.r.o., Poštová 11, 972 26 Nitrianske Rudno

³ Ing., COLAS Slovakia, a.s., Orešianska 7, 917 01 Trnava

samozrejme, využívame aj na prieskumy vozoviek (tuhých aj netuhých), vyhľadávanie inžinierskych sietí (do hĺbky cca 6 m) alebo prieskum napríklad plochých striech.



Obr. 2: Prieskum vystuženia El-Mag metódou (Profometer)



Obr. 3: Prieskum vystuženia základov – využitie GPR

Niekedy sa však nevyhneme deštruktívnym zásahom. Spravidla vtedy ak potrebujem zistiť priemer výstuže (prípadne overiť jej korózne napadnutie) pri hornom povrchu, ak je prekrytá vrstvou vystuženého poteru alebo nejakej hydroizolácie s kovovou vložkou (napr. hliníkovou).



Obr. 4: Zisťovanie hornej výstuže dosky (s nutným deštruktívnym zásahom)

Akousi samostatnou časťou sú prieskumy podláh – zvyčajne v hromadných garážach. Často je predmetom zisťovania delaminácia nášľapnej vrstvy a korózia výstuže v stropných doskách. Pre delamináciu je kľúčové určiť rozsah poškodenia (vo vzťahu k STN 74 4505). Pasportizáciu robíme akustickým trasovaním. Z hľadiska rizika korózie výstuže overujeme v spolupráci s TSÚS obsah chloridov.



Samozrejme, nášľapná a jej súdržnosť s podkladom sa kontroluje aj tzv. odtrhovými prístrojmi. Na obr. 7 sú zachytené tri samostatné stavby. Pričom najzaujímavejšia bola práve tá so zeleným vrypom, kedy delamináciu spôsobil práve vryp a použité pigmenty. Okrem toho, ak je „v hre“ zosilnenie stropu, robíme prakticky automaticky aj „odtrhové“ skúšky, napríklad v nemocnici vo Zvolene alebo pre zamýšľanú adaptáciu stavby v centre Pezinka.



Obr. 7: Čiastočne deštruktívne zásahy – pre určenie prídržnosti



Obr. 8: Meranie deformácií na hrane bloku priemyselnej podlahy a sady kociek po skúškach odolnosti ChRL pre porovnanie hydrofobizačných a impregnačných náterov (2022-2024)

Obrázok 8 zachytáva meranie deformácií bloku priemyselnej podlahy pri zaťažovaní manipulačnou technikou pre spätné overenie správnosti návrhu podlahy aj s dosadením aktuálnych mechanických vlastností betónu, zistených hrúbok a pod. Na rovnakom obrázku zachytávame aj sady vzoriek betónov z prebiehajúceho porovnávania hydrofobizačných a impregnačných náterov na betóny ako riešenie zníženej odolnosti betónu proti ChRL. Tento projekt prebieha od roku 2022 pre vytvorenie robustnej databázy výsledkov tak, aby sa dalo zodpovedne určiť či a aké nátery, prípadne s akým spôsobom aplikácie a v akom veku konštrukcie má zmysel použiť. Požiadavka na odolnosť proti ChRL sa spravidla vzťahuje na konštrukcie, ktoré sú často zhotovované in situ a ak sa zistí „nezhoda“ je cca 6 týždňov od zhotovenia konštrukcie a stavba pokročila ďalej. Príkladmi sú monolitické zvodidlá, chodníky a rímsoy na mostoch a pod. V takom prípade to znamená omeškanie stavby a značné náklady. Vtedy sa zvažuje predĺženie záruky a čo najlacnejšie spôsoby opravy / sanácie. Za týmto účelom chceme vytvoriť prehľad vlastností výrobkov dostupných na trhu a vytvoriť podklady pre (napr. pre verejného) obstarávateľa, aby sa mal na základe čoho rozhodnúť keď to bude aktuálne.

NOVÁ GENERÁCIA RÝCHLOTUHNÚCICH A VYSOKOPEVNOSTNÝCH CEMENTOVÝCH HMÔT NA SANÁCIU A KOTVENIE BETÓNOVÝCH KONŠTRUCIÍ

Branislav Barčík¹
Miroslav Piteľ²

Abstrakt

Byť efektívnejší a rýchlejší. Tento jav, ktorý je charakteristický pre dnešnú spoločnosť je výrazný aj v stavebníctve. Urýchľovať stavebné procesy, stavať rýchlejšie, realizovať stavby a opravy aj počas nepriaznivých klimatických podmienok núti producentov stavebných materiálov vyvíjať nové, moderné výrobky, ktoré toto umožňujú. A o nich bude v nasledujúcich riadkoch reč.

1. ÚVOD

Svet je v neustálom pohybe a tento pohyb sa zrýchľuje. Je pravdepodobné, že ide o trvalý a nezastaviteľný trend. Tento jav neobchádza ani stavebníctvo a tlak na rýchlosť výstavby narastá tiež.

Mokrý procesy v stavebníctve sú nahrádzané suchými, čo budovanie najmä nosných konštrukcií značne urýchľuje. Bežne sa stretávame so stavbami kde sú nosné konštrukcie oceľové. Výnimkou ale nie sú ani drevené nosné konštrukcie, a to dokonca pri vysokých stavbách. Legislatíva v SR už povoľuje realizovať aj 5 podlažné obytné drevostavby. Vyhliadková veža na Štrbskom plese má dokonca výšku viac ako 50 metrov. Pri výstavbe takýchto stavieb sa dá mokrým procesom úspešne vyhnúť. Neplatí to ale pri zhotovovaní ich základových konštrukcií. Tu sa mokrým procesom vyhnúť nedá a betón tu bude ešte mnoho desaťročí nenahraditeľný.

Betón vo výstavbe najmä inžinierskych stavieb bude mať svoje miesto ešte veľmi dlhú dobu. To sa meniť nebude. Čo sa ale bude meniť sú jeho vlastnosti, ktoré sa budú zdokonaľovať. Betón kde je kamenivo (plnivo) viazané cementom sa bude vyvíjať hlavne smerom k zrýchľovaniu tuhnutia s cieľom dosiahnutia vyšších pevností za kratší čas. Dopyt po betónoch s takýmito vlastnosťami narastá už dnes. Je to práve preto, že tieto moderné, nové produkty skracujú nielen dobu novej výstavby, ale aj časy opráv, spevňovania, sanácie, reprofiliácie a nevyhnutných odstávok pri odstraňovaní havarijných stavov v betónových konštrukciách.

¹ Ing., Branislav Barčík, Bratislava

² Ing., Miroslav Piteľ, Bratislava

2. PAGEL, CEMENTOVÉ HMOTY PRE URÝCHĽOVANIE STAVEBNÝCH PROCESOV

PAGEL je producentom cementových zmesí so sídlom v Essene. Už viac ako 4 desaťročia je lídrom vo vývoji a výrobe špeciálnych mált. **PAGEL®** sanačný systém na opravu betónov a zálievkový systém **PAGEL®** spolu so známou značkou **V1®** sa stali medzinárodne uznávanými pojmami vysokej kvality a nemennosti vlastností v odborných aj laických kruhoch.

Spolahlivosť nielen sanovania ale aj kotvenia technologických zariadení, kde sa kladie mimoriadny dôraz na presnosť a celoživotnú odolnosť, je pri hmotách **PAGEL 100%** - ná.

Výrobca cementových zmesí **PAGEL** na trendy vo výstavbe, najmä ak ide o požiadavky na rýchle dosiahnutie požadovaných a vysokých pevností, zareagoval inovovaním niekoľkých výrobných skupín reprofilačných mált a zálievkových hmôt. Sú to reprofilačné malty **R20** a rýchle zálievkové hmoty **PAGEL V2**, bleskové zálievkové hmoty **VB**.

Generačnou zmenou prešli reprofilačné malty **PAGEL** výrobnej skupiny **R20**. Malty **R20** sú rýchlotuhnúce malty s výrazne minimalizovanou zmršťivosťou. Uplatňujú sa predovšetkým pri statických sanáciách betónových konštrukcií s cieľom prinavrátiť im pôvodne projektované vlastnosti.

Pre porovnanie nových a pôvodných vlastností rýchlotuhnúcich reprofilačných mált **PAGEL R20**, uvádzame nasledujúce tabuľky (tabuľka 1 a 2).

Malty na rýchle opravy R20 nová generácia

Typ	R20/02 NOVINKA	R20/10 NOVINKA	R20/50 NOVINKA
zrornosť mm	0-0,2	0-1	0-5
hrúbka vrstvy mm	0-10	3-40	20-200
Pevnosť v tlaku v MPa (N/mm²)			
po 2 hod	≥ 5	≥ 7	≥ 10
po 4 hod	≥ 8	≥ 10	≥ 15
po 8h	≥ 10	≥ 15	≥ 20
po 1d	≥ 15	≥ 20	≥ 25
po 7d	≥ 30	≥ 35	≥ 35
po 28 d	≥ 55	≥ 65	≥ 65

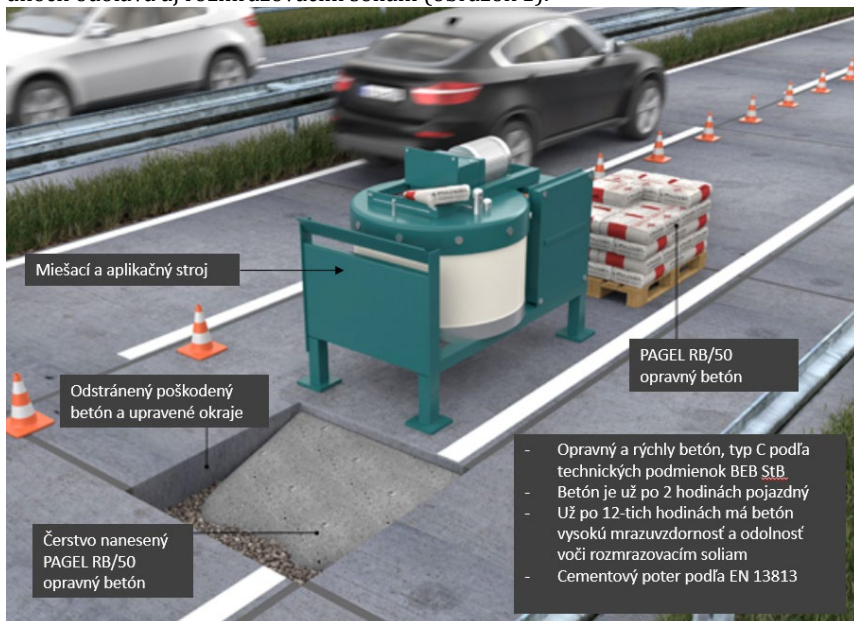
Tabuľka 1

Malty na rýchle opravy R20 pôvodné

Typ	R20/02	R20/05	R20/10	R20/20	R20/40	R20/80
zrornosť mm	0–0,2	0–0,5	0–1	0–2	0–4	0–8
hrúbka vrstvy mm	0,5–5	2.6	3.20	5.40	20–50	30–100
Pevnosť v tlaku v MPa (N/mm²)						
po 2 hod	≥ 5	≥ 5	≥ 5	≥ 5	≥ 5	≥ 5
po 4 hod	≥ 6	≥ 10	≥ 10	≥ 10	≥ 10	≥ 10
po 8h	≥ 10	≥ 13	≥ 15	≥ 15	≥ 15	≥ 15
po 1d	≥ 15	≥ 20	≥ 20	≥ 25	≥ 25	≥ 25
po 7d	≥ 30	≥ 40	≥ 40	≥ 40	≥ 45	≥ 40
po 28 d	≥ 50	≥ 50	≥ 55	≥ 55	≥ 55	≥ 55

Tabuľka 2

Do skupiny rýchlotuhúcich hmôt na spevňovanie a sanánie betónových konštrukcií patrí aj sanačný betón **PAGEL RB50**, ktorý výrazne prispieva k skráteniu odstávok na dopravných, cementom viazaných plochách, ako sú povrchy vozoviek na mostoch, v tuneloch, letiskách a iných vysoko namáhaných plochách. Sanačný betón **RB50** je zaťažiteľný už po dvoch hodinách aj pri nízkych aplikačných teplotách. Po 12-tich hodinách už odoláva mrazom a po niekoľkých dňoch odoláva aj rozmrazovacím soliam (obrázok 1).



Obrázok 1

Výraznou inováciou prešli aj hmoty výrobnej skupiny V2, takzvané rýchle zálievky, ktoré dosahujú vysoké pevnosti v tlaku už po dvoch hodinách. Tu je porovnanie základných pevnostných a geometrických charakteristík s predchádzajúcou generáciou rýchlych zálievok V2 (tabuľka 3 a 4)

Rýchle zálievky V2 nová generácia			
Typ	V2/20 NOVINKA	V2/50 NOVINKA	V2/160 NOVINKA
zrornosť mm	0-2	0-5	0-16
výška podlievania mm	6-50 (80)*	20-125 (200)*	80-400 (640)*
pevnostná trieda	C60/75	C70/85	C70/85
Pevnosť v tlaku v MPa (N/mm²)			
po 2 hod	≥ 15	≥ 15	≥ 15
po 4 hod	≥ 25	≥ 25	≥ 25
po 6h	≥ 35	≥ 35	≥ 35
po 12 hod	≥ 40	≥ 40	≥ 40
po 1d	≥ 45	≥ 45	≥ 45
po 7d	≥ 70	≥ 70	≥ 70
po 28 d	≥ 80	≥ 90	≥ 90
*Podľa <u>DAfStb-Rili VeBMR</u> výšku podlievania presahujúcu 25 násobok <u>max.zrna</u> musí schváliť projektant.			

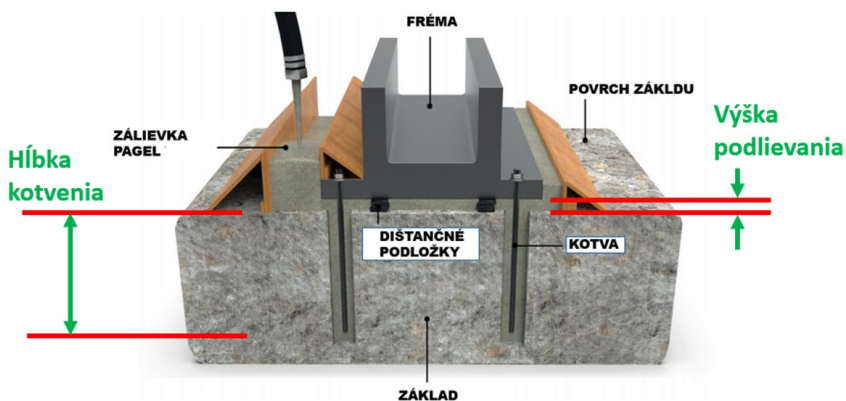
Tabuľka 3

Rýchle zálievky V2 pôvodné				
Typ	V2/10	V2/40	V2/80	V2/160
zrornosť mm	0–1	0–4	0–8	0–16
výška podlievania mm	5–30	20–100	50–200	100–400
pevnostná trieda	C55/67	C55/67	C60/75	C60/75
Pevnosť v tlaku v MPa (N/mm²)				
po 2 hod	≥ 5	≥ 5	≥ 5	≥ 5
po 4 hod	≥ 10	≥ 10	≥ 10	≥ 10
po 6h	≥ 12	≥ 12	≥ 12	≥ 12
po 12 hod	≥ 18	≥ 18	≥ 18	≥ 18
po 1d	≥ 25	≥ 25	≥ 30	≥ 40
po 7d	≥ 60	≥ 60	≥ 60	≥ 60
po 28 d	≥ 70	≥ 70	≥ 70	≥ 70

Tabuľka 4

Z uvedených údajov vyplýva, že nová generácia zálievkových hmôt V2 sa posunula v stupnici pevnostných tried betónov z C60/75 na C70/85 a nárast počiatkových pevností vyvíjajúcich sa v priebehu prvých 12-tich hodinách je viac ako dvojnásobný v porovnaní s predchádzajúcou generáciou. Ďalší významný a pozitívny rozdiel je v tom, že na preklopenie výšky podlievania od 6 do 400 mm stačia 3 produkty s príslušnými zrnitosťami kameniva. V predchádzajúcej generácii to boli 4 produkty zo skupiny V2. Dôležité pri novej generácii hmôt PAGEL V2 je aj zvýšenie výšky hornej hranice podlievania a to až na 640 mm.

Pre objasnenie slovného spojenia „výška podlievania“ uvádzame, že je to medzera medzi základovou konštrukciou a konštrukciou, ktorá s ním má byť po statickej stránke spoľahlivo spojená. Lepšiu predstavu o tejto výške dotvorí nasledujúca schéma (obrázok 2).



Obrázok 2

Ďalšou inovovanou skupinou zálievkových hmôt PAGEL, sú takzvané bleskové zálievky VB. Toto je skupina zálievkových hmôt, ktoré sú zaťažiteľné už po 30 minútach. Kde je po pol hodine garantovaná prvá pevnosť v tlaku a v ťahu za ohybu. Porovnanie zásadných rozdielov novej generácie hmôt VB s predchádzajúcou, je zrejmé z nasledujúcich tabuliek (tabuľka 5 a 6).

Bleskové zálievky VB nová generácia			
Typ	VB20 NOVINKA	VB50 NOVINKA	VB160 NOVINKA
zrניות mm	0–2	0–5	0–16
výška podlievania mm	6–80	20–200	80–640
Pevnosť v tlaku v MPa (N/mm²)			
po 0,5 hod	≥ 5	≥ 5	≥ 5
po 1 hod	≥ 10	≥ 10	≥ 10
po 2 hod	≥ 20	≥ 20	≥ 20
po 1d	≥ 40	≥ 40	≥ 40
po 7d	≥ 60	≥ 60	≥ 60
po 28 d	≥ 70	≥ 70	≥ 70

Tabuľka 5

Bleskové zálievky VB pôvodné		
Typ	VB10	VB40
zrornosť mm	0-1	0-4
výška nalievania mm	10-50	30-60
Pevnosť v tlaku v MPa (N/mm²)		
po 0,5 hod	≥ 5	≥ 5
po 1 hod	≥ 8	≥ 8
po 2 hod	≥ 10	≥ 10
po 1d	≥ 35	≥ 35
po 7d	≥ 50	≥ 50
po 28 d	≥ 60	≥ 60

Tabuľka 6

Zálievkové hmoty výrobných skupín V2 a VB sú po zmiešaní s predpísaným množstvom vody tekuté a majú nivelačnú schopnosť. Pri kotvení a spevňovaní betónových konštrukcií sa občas vyskytne prípad, že tekuté hmoty sú tu nevhodné a skôr by bol uplatniteľný produkt s plastickou konzistenciou. Pre tento účel bol inovovaný produkt PAGEL **VB-P10**. V nasledujúcej tabuľke (tabuľka 7) sú uvedené základné a vylepšené pevnostné a geometrické parametre.

Blesková malta plastická VB-P10 nová generácia	
Typ	VB-P10 NOVINKA
zrornosť mm	0-1
hrúbka vrstvy mm	0-50
Pevnosť v tlaku v MPa (N/mm²)	
po 0,5 hod	≥ 5
po 1 hod	≥ 8
po 2 hod	≥ 10
po 1d	≥ 20
po 7d	≥ 35
po 28 d	≥ 65

Tabuľka 7

Jedno z mnohých využití rýchlotuhúcich zálievkových hmôt PAGEL, je napríklad vytváranie lôžok pod mostné ložiská (obrázok 3). Tieto hmoty majú vysokú odolnosť voči mrazu, rozmrazovacím soliam a síranom, sú funkčné a aplikovateľné aj v tých najnáročnejších podmienkach.



Obrázok 3

3. ZÁVER

Nová generácia rýchlotuhúcich hmôt PAGEL výrazne prispieva k skracovaniu lehôt určených na rôzne sanačné a kotviace práce pri budovaní nových stavebných diel, alebo pri ich zásadných opravách.

Literatúra:

[1] Všetky texty, obrázky a tabuľky sú z produkcie technikov spoločnosti PAGEL GmbH & Co.KG a ALLMEDIA spol. s r. o.

RIEŠENIE RÔZNYCH TYPOV REKONŠTRUKCIÍ ZÁKLADOVÝCH MATERIÁLOV

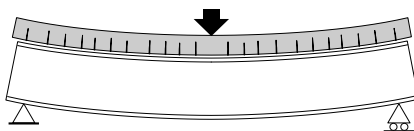
Darina Nagyová¹
Jakub Bokomlaško²

Abstrakt

Problematica rekonštrukcií a zosilňovania stavieb je aj v dnešnej dobe stále aktuálna. Projekcie sa stretávajú s komplikovanými riešeniami zosilnenia a sanáciami nosných konštrukcií stavieb. Spoločnosť Hilti ponúka niekoľko inovatívnych systémových riešení, ktoré sú založené nielen na niekoľkoročných výskumoch, ale aj na praktických skúsenostiach. Detaily jednotlivých technických riešení sú uvedené vo viacerých technických publikáciách, ktoré sú dostupné prostredníctvom Hilti technických poradcov.

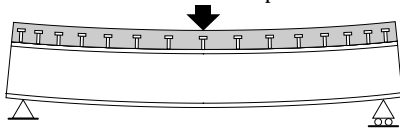
Spriahovanie ocel'o-betónovej dosky pomocou nastreľovacích trŕňov

Nosník bez spriahnutia



Obr. 1 Ocel'ový nosník a betónová doska sa správajú ako dva samostatné prvky.

Spriahnutý nosník



Zanedbateľný preklz

Obr. 2 Prvky spriahnutia zabezpečia pôsobenie ocel'ového nosníka a betónovej dosky súčasne ako jedného prvku.

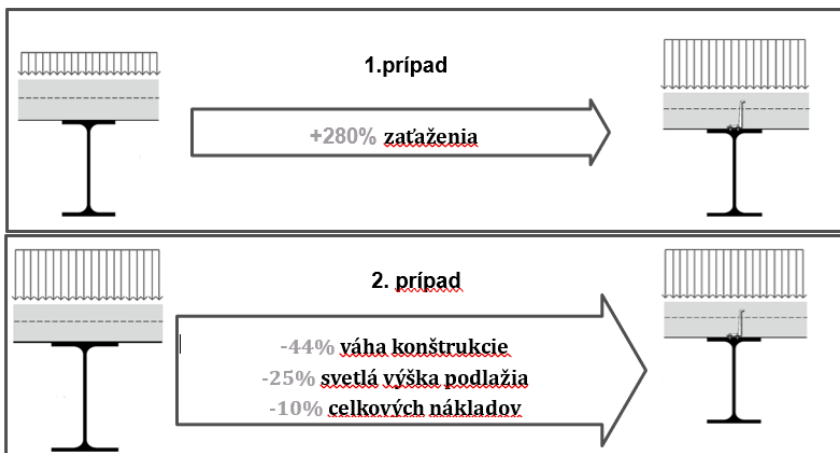
Pri nespriahnutom nosníku sa každá časť konštrukcie pod zaťažením správa samostatne. Oceľ a betón majú rôzne mechanické vlastnosti, a teda rôznu úroveň vnútorného napätia. Môže dôjsť k preklzu konca dosky a k jej poškodeniu.

Inštaláciou šmykových trŕňov medzi ocel'ovou a betónovou časťou získame spriahnutý ocel'o-betónový nosník. Tieto trŕne odolávajú šmykovej sile z rozdielu vnútorného napätia ohýbaných materiálov a prinášajú hlavný zisk: výrazne zvyšujú únosnosť a tuhosť dosky. Spriahnutý prierez má vyššiu odolnosť v ohybe v dôsledku väčšej časti vnútorného tlakového napätia, ktorú prevezme betón.

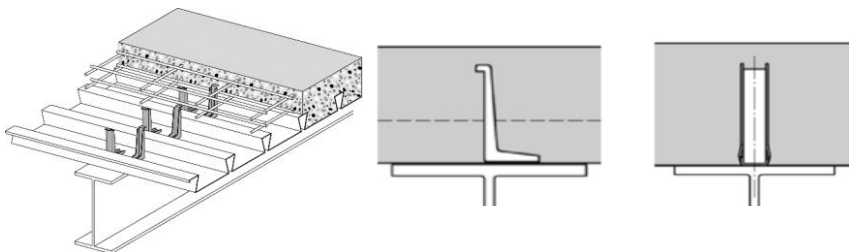
¹ Ing. Darina Nagyová, HILTI, Galvaniho 7, 821 04 Bratislava

² Ing., PhD., Jakub Bokomlaško, HILTI, Galvaniho 7, 821 04 Bratislava, 0904 213 757

Benefity spriahovania



Obr. 3 Benefity spriahnutej konštrukcie



Obr. 4 Doska spriahnutá s profilovaným plechom + detail trňa

Spriahovanie dvoch betónových vrstiev

Pre rýchlosť aplikácie a spoľahlivosť návrhu možno použiť prvok HCC – B. Tradičná metóda spriahovania používa zahnutú betonársku výstuž, ktorá sa lepí do betónu zosilňovanej konštrukcie. Problémom môže byť správnosť vlepenia jednotlivých prútov, kotevná hĺbka v starom betóne a kotevná dĺžka v novej vrstve, doba čakania na vytvrdnutie lepidla, alebo správnosť orientácie ohybov kotevných elementov. Prvok HCC – B je navrhnutý tak, aby v momente osadenia mal okamžitú únosnosť 100 kg, čo urýchľuje proces montáže, pretože práce môžu pokračovať ďalej.

Návrhová metóda počíta odolnosť styku betónov rôzneho veku, pričom sa uvažuje s tromi mechanizmami prenosu vnútorných síl, a to s trením medzi pôvodným a novým betónom, so súdržnosťou a v neposlednom rade so šmykovou a ohybovou odolnosťou samotného spriahovacieho prvku.



Obr. 5.: Spriahovací prvok HCC – B

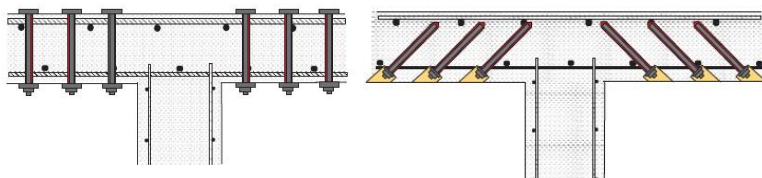
Pre účely spriahovania dvoch betónových vrstiev je rovnako použiteľná samorezná kotva HUS4-H. Pre obe metódy spriahovania je k dispozícii viacero technických dokumentov a výpočtový softvér.



Obr. 6.: Spriahovací prvok HUS4-H

Zvyšovanie šmykovej odolnosti horizontálnych ŽB konštrukcií

Zvýšenie šmykovej odolnosti sa realizuje dodatočným pridaním prvkov, ktoré zabezpečia prenos šmykových síl. Zosilňovacie prvky môžu byť aplikované skrz zosilňovaný prvok (obr. 7 vľavo) alebo sa aplikujú na jednu stranu (obr. 7 vpravo).



Obr. 7 Zosilnenie skrz konštrukciu (vľavo); Zosilnenie z jednej strany (vpravo)

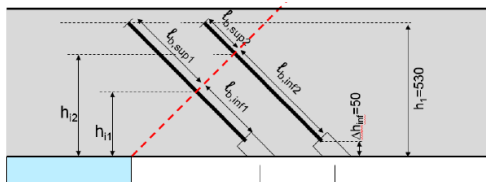
Pre zosilnenie z jednej strany možno použiť predpínaciu kotvu zloženú z dvoch hlavných častí a to betonárskej výstuže triedy B 500 a závitovej tyče triedy 8.8.



Obr. 8 Predpínacia kotva HZA-P

Predpínacia kotva sa kombinuje s injektážnou maltou, čo umožňuje montáž vystuženia proti pôsobeniu šmykových zaťažení. Výhodou takejto aplikácie je rýchle, ekonomické zosilnenie, ktoré nenaruší horizontálnu ŽB konštrukciu z oboch strán. Je to žiadúce v prípade, ak je konštrukcia prístupná len z jednej strany alebo ak je požiadavka aby nedošlo k narušeniu napr. podláh.

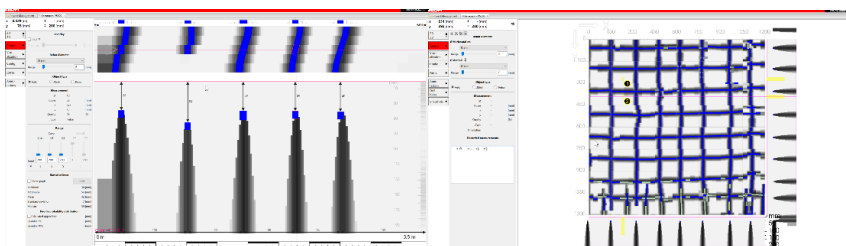
Predpínacia kotva sa aplikuje kolmo na šmykové trhliny (obr. 9). Je potrebné zabezpečiť stabilné vŕtanie kotevného otvoru. Následne je možné osadiť predpínaciu kotvu, ktorá ma predpísaný priemer aj dĺžku.



Obr. 9 Spôsob aplikácia predpínacej kotvy HZA-P

Diagnostika výstuže v železobetónovej konštrukcii pomocou detekčných prístrojov

Detekčné prístroje fungujú na princípe rádiografie, termografie, radarových vĺn alebo magnetickej indukcií. Detekcia prostredníctvom magnetickej indukcie je jedna z najpresnejších nedeštruktívnych metód, kedy sa pomocou cievok generuje magnetické pole, ktoré preniká cez betón a dokáže lokalizovať magnetické prvky v konštrukcií. Daná metóda má veľkú výhodu v presnosti určenia krytia ako aj priemeru výstuže. Taktiež ju neovplyvňuje vlhkosť základného materiálu. Nevýhodou je hĺbka merania ako aj lokalizácia len magnetických predmetov v konštrukcií.



Obr. 10 Výsledok skenovania ŽB konštrukcie

Literatúra

- [1] Muttoni, A., Fernández Ruiz M.: Design of Hilti Tension Anchors HZA as Post-Installed Punching Shear Reinforcement. Lausanne, 2016.
- [2] Hassanzadeh, G., "Förstärkning av brobaneplattorned häsyn till stansing" („Strengthening of bridge slabs with respect to punching"), Master of Civil Engineering, Thesis, KTH, Stockholm, 1995 (in Swedish)
- [3] Muttoni, Aurelio, Miguel Fernández Ruiz, and J. Kunz. "Nachträgliche Durchstanzbewehrung zur Verstärkung von Stahlbetonflachdecken." Bauingenieur, Springer VDI Verlag 83.EPFL-ARTICLE-134653 (2008): 503-511.
- [4] Ruiz, Miguel Fernández, Aurelio Muttoni, and Jakob Kunz. "Strengthening of flat slabs against punching shear using post-installed shear reinforcement." ACI Structural Journal 107.4 (2010): 434.

Autori zodpovedajú za obsahovú, odbornú a jazykovú úroveň príspevkov.

Autori:	Kolektív autorov
Názov:	Zborník príspevkov z 12. seminára SANÁCIA BETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ
Druh publikácie:	Elektronický zborník príspevkov Príspevky boli recenzované
Garant seminára:	prof. Ing. Juraj Bilčík, PhD.
Redakčne upravil:	doc. Ing. Róbert Sonnenschein, PhD.
Vydanie:	prvé, november 2023
Rozsah:	167 strán
Formát:	A5
Vydavateľ:	Združenie pre sanáciu betónových konštrukcií pri SZSI, Bratislava

**Vydala Slovenská technická univerzita v Bratislave vo Vydavateľstve
SPEKTRUM STU**

ISBN 978-80-227-5370-8