

Zborník prednášok z konferencie SNK *fib* pri príležitosti
6. *fib* kongresu – Oslo, 2022



Zvolen 12. – 13. mája 2022

BETÓN NA SLOVENSKU 2018 – 2022



Slovenský národný komitét *fib*

SLOVENSKÝ NÁRODNÝ KOMITÉT *fib*



v spolupráci s

ProPonti, s.r.o.

hlavný organizátor

PROPONTI

a

SKSI

generálny partner



BETÓN NA SLOVENSKU 2018 – 2022

Pri príležitosti 6. medzinárodného kongresu *fib*
v Osle, Nórsko

12. – 13. máj 2022

Hotel Tenis

Zvolen

Hlavní partneri:



metr@stav

Záštitu nad konferenciou prijal:

Ing. Andrej Doležal

minister MDV SR

a inštitúcie:

Slovenská komora stavebných inžinierov

Slovenský zväz stavebných inžinierov

Stavebná fakulta STU v Bratislave

Žilinská univerzita v Žiline

Hlavní partneri konferencie sú:

ALLPLAN Slovensko s.r.o.

DOPRAVOPROJEKT, a.s.

DOPRASTAV, a.s.

VÁHOSTAV – SK, s.r.o.

Metrostav Slovakia a.s.

Ďalší partneri konferencie sú:

INSET s.r.o., Basler & Hoffman s.r.o., KBKM SvF STU

Mediálny partner:

Časopis Inžinierske stavby

Sekretariát konferencie:

snk.fib@fib-sk.sk, peter.paulik@stuba.sk

VEDECKÝ VÝBOR KONFERENCIE

prof. Ing. Martin MORAVČÍK, PhD. - predseda

prof. Ing. Ľudovít NAĎ, PhD.

Ing. Richard PÚČEK

doc. Ing. Peter PAULÍK, PhD.

doc. Ing. Ján SLAŠŤAN, CSc.

Ing. Ľudovít MOLNÁR

Ing. Peter BÓNA

Ing. Miroslav ČERVEŇAN

Ing. Igor MASARYK

Ing. Ivan HARŠÁNY

Ing. Ľubomír KOŽLEJ

Ing. Matej NEBUS

Ing. Peter PAŠKA, PhD.

doc. Ing. Katarína GAJDOŠOVÁ, PhD.

doc. Ing. Ľubomír BOLHA, PhD.

prof. Ing. Igor HUDOBA, PhD.

Ing. František BRLIŤ

Ing. Jaroslav GOUTH

Ing. Zuzana GIMERSKÁ

prof. Ing. Jaroslav HALVONÍK, PhD.

Ing. Ľubomír HRNČIAR

doc. Ing. Viktor BORZOVIČ, PhD.

Ing. Štefan CHOMA

Ing. Martin CHRAPPA

Ing. Jozef ANTOL

Ing. Ján KUCHARÍK, PhD.

Ing. Ľubomír LAŠAN

ORGANIZAČNÝ VÝBOR KONFERENCIE

doc. Ing. Peter Paulík, PhD. – predseda, tel. 0903 585 663

Ing. Peter Havlíček, PhD. – vedúci sekretariátu konferencie

Ing. Lucia Majtánová, PhD., Ing. Jakub Gašpárek, Ing. Denis Kopásek

Predhovor

Konferencia „Betón na Slovensku 2018-2022“ nadväzuje na tradíciu konferencií, ktoré sa konali vždy pri príležitosti Svetového kongresu združenia *fib* International (predtým FIP), ktorý sa tento rok bude konať v Osle (Nórsko). Cieľom našej konferencie je predstaviť odbornej verejnosti tie najzaujímavejšie betónové stavby, ktoré sa postavili, stavajú, alebo naprojektovali v uplynulom období posledných 4. rokov na Slovensku. Okrem stavieb sú na konferencii vždy predstavené aj tie najzaujímavejšie výsledky výskumu univerzít a inštitúcií pôsobiacich v tejto oblasti. Tie najzaujímavejšie príspevky z konferencie sa následne vyberajú do Národnej správy, ktorou sa Slovensku prezentuje na Svetovom kongrese *fib*. Ako jedna z mála krajín a členských organizácií FIP/*fib* sme pripravili vydania národných správ pre všetky svetové kongresy od roku 1994.

Cieľom konferencie a Národnej správy je však nielen propagovať prácu stavbárov a výskumníkov na Slovensku, ale zároveň budovať aj pamäť národa tak, aby sa nezabudlo na tie najzaujímavejšie stavby ktoré sa na Slovensku postavili a na projektantov, stavbárov a vedcov, ktorí v oblasti betónového staviteľstva pôsobili.

Ďalším cieľom je aj vytvoriť priestor pre stretnutie odborníkov, čím sa vytvárajú a prehlbujú vzťahy v rámci komunity betonárov. V neposlednom rade je konferencia výbornou príležitosťou aj pre ocenenie osobností, ktoré významne prispeli k rozvoju betónového staviteľstva na Slovensku, ocenenie najvýznamnejších stavieb a najzaujímavejších diplomových prác vypracovaných za posledné 4 roky na stavebných fakultách. Od založenia SNK v roku 1993 sa na práci komitétu vystriedalo viacero osobností. Tých, ktorí sa najviac zaslúžili o rozvoj „betónu“ a prácu pre náš spolok oceňujeme medailou SNK *fib*. Zoznam ocenených osobností je na našej webstránke <http://www.fib-sk.sk/info/organizacia/>.

SNK *fib* pracuje na princípe dobrovoľnosti členstva organizácií a firiem, ktoré majú v profile svojej činnosti „betón“. Zastrešenie komitétu Slovenským zväzom stavebných inžinierov je formálne, pričom komitét má svoj vlastný podúčet, z ktorého je každoročne hradený členský poplatok ústrediu *fib* v Zürichu. Ako protihodnota za tento členský príspevok sú k dispozícii najnovšie odborné „Bulletiny“, ktoré vypracovávajú tí najlepší odborníci z celého sveta a ktoré následne slúžia či už pri tvorbe noriem, alebo priamo ako pomôcky na projektovanie stavieb. Taktiež vďaka členskému príspevku sa môžu odborníci zo Slovenska priamo podieľať na tvorbe týchto dokumentov, čím vieme mať často informácie „z prvej ruky“

už dávno predtým, ako sa daný dokument zverejní, čo niekedy významne pomáha v drsnom konkurenčnom prostredí svetových firiem. Vďaka členstvu máme možnosť zapájať sa do činnosti tohto svetového spoločenstva, diskutovať so svetovými odborníkmi ako aj propagovať našu prácu.

Firmy a jednotlivcov, ktorí by radi patrili do našej komunity a prispeli tak k našej činnosti, veľmi radi privítame. Stačí vyplniť prihlášku, ktorú je možné nájsť na webstránke <http://fib-sk.sk/info/> a poslať ju na snk.fib@fib-sk.sk.

Som presvedčený o tom, že členstvo v tejto komunite prispieva viacerými, často aj nehmatateľnými benefitmi. Okrem prístupu k najnovším informáciám máte možnosť formovať komunitu betonárov, prispievať vašimi názormi, skúsenosťami a vedomosťami, ako aj mať možnosť byť raz ocenený za to, čomu venuje tak veľa času. Ale hlavne byť pri tom, byť členom niečoho väčšieho čo presahuje konkurenčný boj a rivalitu firiem, budovať pozitívne postavenie stavbárov v rámci spoločnosti. Som presvedčený, že každá seriózna väčšia či menšia firma pôsobiaca v oblasti betónu by mala byť súčasťou takejto komunity a verím, že sa nám podarí prijať medzi nás ďalších nových členov.

Záverom tohto príhovoru by som rád ocenil nezištnú prácu dvoch našich členov, ktorí nás navždy opustili v uplynulom štvorročnom období, sú to **Ing. Martin Križma, PhD.** (2021), a **doc. Ing. Milan Chandoga, PhD.** (2021), ktorý bol prezidentom SNK *fib* v rokoch 2002 - 2019. Patrí im veľká vďaka a česť ich pamiatke.

V Bratislave, máj 2022

Peter Paulík
Prezident SNK *fib*

OBSAH

SEKCIA A1: REALIZOVANÉ MOSTNÉ OBJEKTY

Ing. Jaroslav Guoth, Ing. Ján Kročka, Ing. Libor Hrdina MOSTY NA RÝCHLOSTNEJ CESTE R2 KRIVÁŇ – LOVINOBAŇA, TOMÁŠOVCE	12
Ing. Richard Púček RÝCHLOSTNÁ CESTA R4 PREŠOV – SEVERNÝ OBCHVAT, I. ETAPA, MOST NA R4 V KM 3,10 NAD RIEKOU TORYSOU, TRAŤOU ŽSR A CESTOU I/68	20
Ing. Pavel Kalab, PhD., prof. Ing. Jiří Stráský, DSc., Ing. Milan Žák NA KALVÁRSKY MOST LÁVKA PRO CYKLISTY PŘES ŘEKU NITRA, NITRA	24
Ing. Jozef Mariňák, Ing. Richard Púček SO 201-00 MOST NA DIAĽNICI D1 HUBOVÁ – IVACHNOVÁ	30
Ing. Peter Pažma, PhD. REALIZÁCIA EXTRADOSOVÝCH KÁBLOCH NA PROJEKTOCH NOSICKÁ ESTAKÁDA A MOSTE SO 201 NA STAVBA D1 PREŠOV, ZÁPAD – PREŠOV JUH	36
Ing. Tatiana Bacíková ESTAKÁDA „PODZÁVOZ“ NA DIAĽNICI D3 ČADCA, BUKOV – SVRČINOVEC	40
Ing. Libor Hrdina, Ing. Petr Kocourek PhD., prof. Ing. Jiří Stráský DSc., Ing. Petr Novotný, Ing. Richard Púček DÁLNIČNÍ MOST PŘES POTOK LIKAVKA U ROŽUMBERKU	50
doc. Ing. Peter Paulík, PhD., Ing. Andrej Prítula, PhD., doc. Ing. Katarína Gajdošová, PhD., Ing. Peter Havlíček, PhD., Ing. Daniel Hanusz LÁVKY PRE PEŠÍCH V TOPOĽČANOCH A V SENICI	57
Pavel Bulejko, Rastislav Schreiber, Štefan Chrastina, Lukasz Kliszewski PPP PROJEKT D4-R7 OBCHVAT BRATISLAVY, MOSTNÍ OBJEKTY PRO BIOKORIDORY	63
Ing. Jozef Vičan MOSTNÉ OBJEKTY NA RÝCHLOSTNEJ CESTE R7 HOLICE – MLIEČANY – DOLNÝ BAR	69
Ing. Jozef Vičan, Ing. Tatiana Bacíková MOSTNÉ OBJEKTY NA RÝCHLOSTNEJ CESTE R2 ŠACA - KOŠICKÉ OLŠANY, II. ÚSEK	75
Ing. Mojmír Štefanec TRI KLENBOVÉ MOSTY NA STAVBE R4 SEVERNÝ OBCHVAT PREŠOVA, I. ETAPA	79

Ing. Peter Ďuriš, Ing. Peter Pažma, PhD. NOVÝ ŽELEZNIČNÝ MOST NAD NOSICKOU PRIEHRADOU A REALIZÁCIA EXTRADOSOVÝCH KÁBLOV	86
Ing. Adrián Chalupec, Ing. Martin Ondroš, Ing. Petr Novotný, PhD. MOST NAD VESLÁRSKOU DRÁHOU NA DIAĽNICI D4	92
Ing. Martin Chrappa, Ing. Peter Kulla, Ing. Pavel Svoboda, PhD., Ing. Leonard Šopík, PhD. DIAĽNICA D1 BRATISLAVA – TRIBLAVINA, MOST D1/D4	100
José M Simón-Talero Muñoz, Ramón M, Merino Martínez, Ángel Carriazo Lara, Javier Domínguez Martínez, David Walias Sánchez, Wojciech Włodzimirski, Luis Martín-Tereso López LUZNY MOST. BRIDGE OVER DANUBE RIVER AND EAST APPROACH	106
Ing. Peter Ďuriš NOSICKÁ ŽELEZNIČNÁ ESTAKÁDA	112
Ing. Juraj Kopčák, Ing. Vladimír Suchár, Ing. Dávid Oravec, Ing. Petr Novotný, PhD. MOST NA DIAĽNICI D4 NAD JAROVECKÝM RAMENOM	118
Ing. Juraj Kopčák, Ing. Vladimír Suchár DIAĽNIČNÝ EXTRADOSOVÝ MOST AKO DOMINANTA MOSTOV KRIŽOVATKY PREŠOV – ZÁPAD	126
Ing. Peter Kulla 206-00 MOST V KM 103,0 D1 CEZ RIEKU TORYSA, NAD ŽELEZNIČNOU TRAŤOU A CESTOU I/68	131
prof. Ing. Ľudovít Nad', CSc., Ing. Gonzalo Fernández León, Ing. Tomáš Bežilla, PhD. D4R7 – NULTÝ OBCHVAT BRATISLAVY JE V PREVÁDZKE. VŠEOBECNÝ PREHEAD PROJEKTU	135

SEKCIA B1: VEDA – VÝSKUM – VÝVOJ

Ing. Mária Bolešová, Ing. Daniel Čereš, doc. Ing. Katarína Gajdošová, PhD. VÝBER VHODNÉHO SPÔSOBU ZOSILNENIA LOKÁLNE PODOPRETEJ STROPNEJ DOSKY	140
doc. Ing. Katarína Gajdošová, PhD., doc. Ing. Viktor Borzovič, PhD., prof. Ing. Vladimír Benko, PhD., doc. Ing. Róbert Sonnenschein, PhD., Ing. Michaela Štefanovičová, Ing. Anton Sivčák, PhD., Ing. Miroslav Kováčik, Ing. Stanislav Blaho, Ing. Žaneta Šenšelová, Ing. Matej Jurgoš ŠPECIFICKÉ ASPEKTY PÔSOBNIA GFRP VÝSTUŽE V BETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÁCH	146

prof. Ing. Martin Moravčík, PhD., Ing. Jakub Kral'ovane HODNOTENIE AKTUÁLNEJ ÚROVNE PREDPÄTIA V EXISTUJÚCEJ KONŠTRUKCII S VYUŽITÍM KONCEPTU TEÓRIE PODMIENENEJ PRAVDEPODOBNOTI	154
doc. Ing. Viktor Borzovič, PhD., prof. Ing. Jaroslav Halvonik, PhD., doc. Ing. Katarína Gajdošová, PhD., Ing. Simona Šarvaicová, Ing. Ľudmila Kormošová, Ing. Mária Bolešová, Ing. Aleksandar Vidakovič EXPERIMENTÁLNY VÝSKUM PÔSOBNIA ŽELEZOBETÓNOVÝCH DOSIEK ZAŤAŽENÝCH KONCENTROVANÝM ZAŤAŽENÍM NA STAVEBNEJ FAKULTE STU V BRATISLAVE 2018-2021	160
Ing. Petra Bujňáková, PhD., prof. Ing. Martin Moravčík, PhD., doc. Ing. František Bahleda, PhD. ANALÝZA STAVU KOTIEV PREDPÄTÝCH PREFABRIKOVANÝCH MOSTOV V HAVARIJNOM STAVE	170
Ing. Jakub Rubint, Ing. Stanislav Rubint, doc. Ing. Peter Paulík, PhD. VÝSTUŽ PLOŠNÝCH ŽELEZOBETÓNOVÝCH PRVKOV VIAZANÁ ROBOTMI	176
Ing. Stanislav Blaho, doc. Ing. Katarína Gajdošová, PhD. EXPERIMENTÁLNE ŠTÚDIE BETÓNOVÝCH PRVKOV S POUŽITÍM FRP VÝSTUŽE V DLHODOBOM HORIZONTE	184
Ing. Ľudmila Kormošová, prof. Ing. Jaroslav Halvonik, PhD. EXPERIMENTÁLNY VÝSKUM PÔSOBNIA DOSIEK LOKÁLNE PODOPRETÝCH STENOVÝMI STĽPMI OSLABENÝCH OTVORMI V BLÍZKOSTI PODPERY	188

SEKCIA B2: DIAGNOSTIKA, MONITORING

Ing. Peter Blažek, PhD. MONITOROVANIE NOVÝCH ŽELEZNIČNÝCH MOSTOV NA ÚSEKU PÚCHOV – POVAŽSKÁ BYSTRICA	196
Ing. Ján Kucharík, CSc. MONITOROVANIE BETÓNOVÝCH MOSTOV	202
Ing. Jakub Gašpárek, doc. Ing. Peter Paulík, PhD., Ing. Peter Havlíček, PhD. POZNATKY Z HLAVNÝCH PREHLIADOK LÁVOK PRE PEŠÍCH V PREŠOVE	208
Ing. Kamil Laco, PhD., Ing. Michal Venglár, PhD. NUMERICKÁ ANALÝZA ŽB MOSTOV S VYUŽITÍM DYNAMICKÝCH PARAMETROV URČENÝCH Z IN-SITU MERANÍ	214
doc. Ing. Olena Chernieva, PhD., Ing. Denis Kopásek, Ing. Jakub Gašpárek, doc. Ing. Peter Paulík, PhD. STRUCTURAL ASSESSMENT OF THE BRIDGE NO. M 044 AT THE END OF RYBNÍČNÁ STREET ABOVE THE ROAD II/502 BRATISLAVA-PEZINOK	220

doc. Ing. Peter Koteš, PhD., Ing. Martin Vavruš, PhD., Ing. František Bahleda, PhD., Ing. Ondrej Kridla, Ing. Branislav Vavák, Ing. Andrej Zitrický	230
MOSTNÉ OBJEKTY NA OZUBNICOVEJ ŽELEZNICI – ČASŤ 1, PREHLIADKA A DIAGNOSTIKA	

SEKCIA C: MATERIÁLY

Ing. Michal Bačuvčík, PhD., Ing. Lukáš Húlek, Ing. Michal Cápay, Ing. Ivan Janotka, DrSc., Ing. Rudolf Mackovič	238
ŠTÚDIUM VHODNOSTI V SÚČASNOSTI NEPOVOLENÝCH CEMENTOV V CEMENTOBETÓNOVÝCH KRYTOCH A PREUKAZOVANIE ICH TRVANLIVOSTI	
Ing. Lukáš Húlek, Ing. Michal Bačuvčík, PhD., Ing. Jakub Gašpárek, Ing. Ivan Janotka, DSc., doc. Ing. Peter Paulík, PhD.	244
OCHRANA BETÓNU PROTI ÚČINKU ATMOSFERICKÉHO CO ₂ TENKÝM POVLAKOM KRYCEJ OMIETKY	

SEKCIA D: POZEMNÉ STAVBY, TUNELY

Ing. Peter Martinák	252
INOVATÍVNE DEBNENIE A VETERNÝ ŠTÍT PRI VÝSTAVBE VEŽÍ SKY PARK	
Ing. Alexandra Jacková, Ing. Peter Bóna	256
PROJEKT A REALIZÁCIA TUNELA ČEBRAŤ	
Ing. Peter Martinák	262
VÝSTAVBA TUNELA DIEL POMOCO U DOKA TUNELOVÉHO DEBNIACEHO VOZÍKA DOKACC	
Ing. Daniel Bukov, Ing. Jozef Baran	266
DVE NOVOSTAVBY VÝŠKOVÝCH BUDOV V BRATISLAVE	

SEKCIA E: OPRAVY A REKONŠTRUKCIE

prof. Ing. Martin Moravčík, PhD., Ing. Jakub Kral'ovanec, Ing. František Bahleda, PhD., Ing. Jozef Prokop, PhD.	274
STATICKÁ ANALÝZA PREDPÁTEJ RÁMOVEJ KONŠTRUKCIE PONAD RIEKU HRON V BANSKEJ BYSTRICI	

Ing. Martina Huková, Ing. Zuzana Ždanská ZOSILŇOVANIE A SANÁCIA MOSTOV NA OZUBNICOVEJ ŽELEZNICI TATRANSKÁ ŠTRBA – ŠTRBSKÉ PLESO	280
Ing. Ján Laco, PhD. CEng. MICE, Ing. František Karaba, Ing. Matej Buchta SKÚSENOSTI S REKONŠTRUKCIAMI MOSTOV NA SLOVENSKÝCH CESTÁCH	286
Ing. Milan Magura, Ing. Anton Bajzecer REKONŠTRUKCIA HISTORICKÉHO OBLÚKOVÉHO MOSTA PONAD RIEKU KYSUCA	292
Ing. Viliam Hrubovčák, prof. Ing. Jaroslav Halvonik, PhD., prof. Ing. Vladimír Benko, PhD. SANÁCIA BEZPRIEVLAKOVEJ ŽB STROPNEJ DOSKY	298
Ing. Anton Bajzecer, Ing. Milan Magura REKONŠTRUKCIA MOSTA CEZ RIEKU VÁH V HLOHOVCI	304
Ing. Jozef Kšiňan, PhD. PROGRESÍVNE RIEŠENIE KOTVENIA MOSTNÝCH RÍMS CEZ HYDROIZOLÁCIU POMOCOU HILTI HPA	310
doc. Ing. Peter Koteš, PhD., Ing. Martin Vavruš, PhD., Ing. František Bahleda, PhD., Ing. Ondrej Kridla, Ing. Branislav Vavák, Ing. Andrej Zitrický, Ing. Marcel Rey MOSTNÉ OBJEKTY NA OZUBNICOVEJ ŽELEZNICI – ČASŤ 2, PREPOČET A NÁVRH REKONŠTRUKCIE	314
NOMINÁCIE DO SÚŤAŽE O NAJLEPŠIU BETÓNOVÚ KONŠTRUKCIU, VÝROBOK Z BETÓNU ALEBO PRE BETÓN	320

Sekcia A1

REALIZOVANÉ MOSTNÉ OBJEKTY

MOSTY NA RÝCHLOSTNEJ CESTE R2 KRIVÁŇ – LOVINobaňa, TOMÁŠOVCE

Jaroslav Guoth¹ – Ján Kročka² – Libor Hrdina³

ABSTRAKT

Úsek rýchlostnej cesty R2 Kriváň – Lovinobaňa, Tomášovce pozostáva z dvoch rozostavaných úsekov Kriváň – Mýtina v dĺžke 9,1 km a Mýtina – Tomášovce v dĺžke 12,9 km, ktoré sú súčasťou rýchlostnej cesty R2 Trenčín-Žiar nad Hronom-Zvolen-Lučenec-Rožňava-Košice v kategórii R24,5/100.

Na prvom úseku sa nachádza 11 mostných objektov z ktorých 7 mostov je na rýchlostnej ceste. Dominantným objektom na tomto úseku je mostná estakáda ktorá prekonáva údolie Pilianskej doliny s viacnásobným križovaním cesty I/16 a Krivánskeho potoka. Jej celková dĺžka je 4 360m.

Na druhom úseku sa nachádza 11 mostných objektov. Všetky sú navrhnuté na rýchlostnej ceste R2.

Pri návrhu a budovaní mostných objektov na oboch stavbách sú použité rôzne typy konštrukcií od prefabrikovaných rámov, spojitých konštrukcií z prefabrikovaných nosníkov, predpätých doskových monolitických konštrukcií, po dvojtrámové monolitické predpäté konštrukcie resp. komorové monolitické predpäté konštrukcie s prefabrikovanými vzperami a dobudovaním mostovkovej dosky v prierezoch pre plný profil rýchlostnej cesty.

ÚVOD

Jednotlivé úseky sú samostatné stavby, ktoré sú budované v rôznych časových etapách. Zatiaľ čo úsek Kriváň – Mýtina je v počiatočnej fáze výstavby, úsek Mýtina – Lovinobaňa je vo fáze finalizácie s termínom ukončenia november 2022.

Úsek Kriváň – Mýtina je budovaný združením „R2 Mýtina“ ktorého členmi sú Doprastav a.s., STRABAG s.r.o., EUROVIA SK, a.s. a EUROVIA CS,a.s.

Úsek Mýtina – Lovinobaňa je budovaný združením „R2 Metrostav – Hochtief“ s členmi združenia Metrostav a.s. a HOCHTIEF SK s.r.o.

Projektovú dokumentáciu pre úsek Kriváň – Mýtina realizuje projektové združenie „R2 Kriváň-Mýtina,PD“ ktorého členmi združenia sú DOPRAVOPROJEKT a.s. a Stráský, Hustý a partneri s.r.o. Pre úsek Mýtina -Lovinobaňa spracováva projektovú dokumentáciu DOPRAVOPROJEKT a.s..

Stavebníkom je Národná diaľničná spoločnosť, a.s. Bratislava.

ÚSEK R2 KRIVÁŇ - MÝTNA

Úsek Kriváň – Mýtina je z väčšej časti tvorený mostnými objektami, ktorých celková dĺžka predstavuje takmer dve tretiny dĺžky celej trasy. Dominantnými objektami sú „Estakáda v km 2,700 – 5,310“- označená ako stavebný objekt 209-01a „Estakáda 5,310-7,062“ – stavebný objekt 209-02, ktoré svojou dĺžkou 4360m sa zaraďujú medzi najdlhšie estakády na Slovensku. Významným mostným objektom na trase je aj „Estakáda v km 7,155-8,798“ - stavebný objekt 210-00 s dĺžkou 1 630m.

¹ Ing., DOPRAVOPROJEKT, a.s., Kominárska 141/2,4, 832 03 Bratislava, Slovakia, +421 44 547 44 16, e-mail: guoth@dopravoprojekt.sk

² Ing., DOPRAVOPROJEKT, a.s., Kominárska 141/2,4, 832 03 Bratislava, Slovakia, +421 44 547 44 25, e-mail: krocka@dopravoprojekt.sk

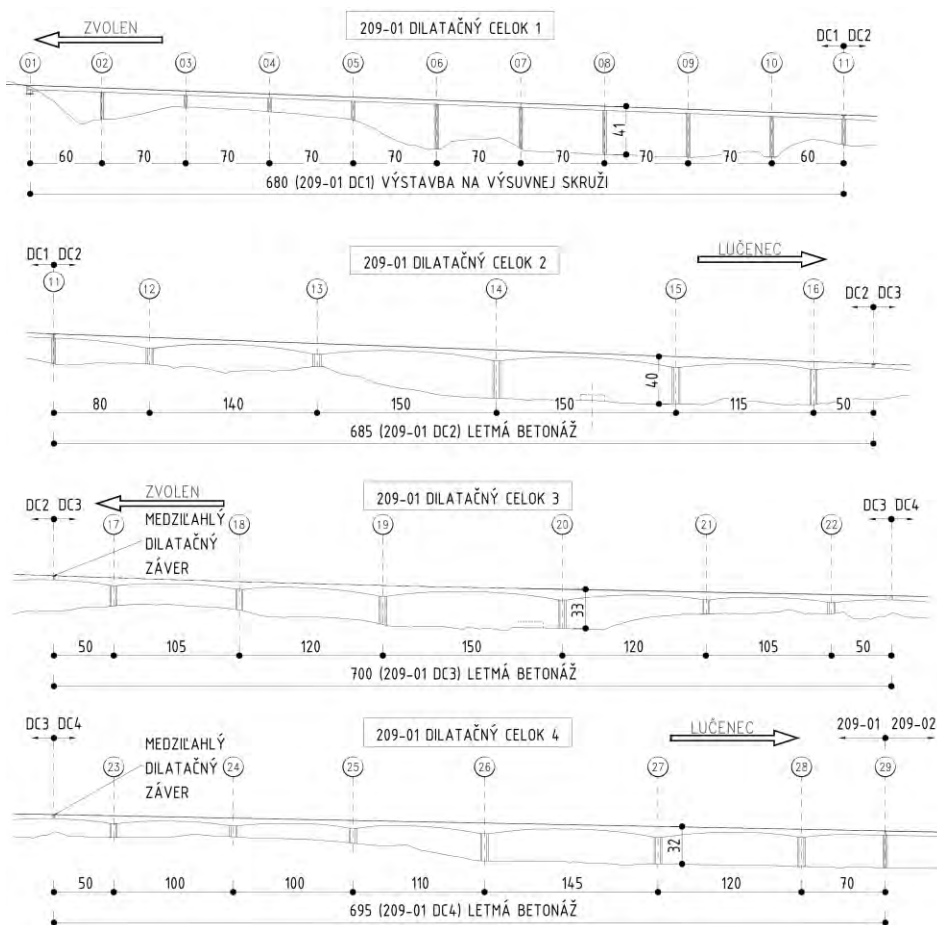
³ Ing., SHP s.r.o., Bohunická 133/50, 619 00 Brno, Czech Republic, +420 547 101 819, e-mail: l.hrdina@shp.eu

Okrem vyššie uvedených mostných objektov sú na úseku ešte nasledovné mosty:

- 4 jednopóľové presýpané rámové objekty s dĺžkou premostenia 6,00, resp. 7,50m
- 2 dvojpoľové jednotrámové nadjazdy dĺžky 52,0m vytvárajúci integrované mostné objekty s vnútornou stojkou umiestnenou v strednom deliacom páse R2
- 2 trojpoľové mosty na hlavnej trase tvorené prefabrikovanými nosníkmi a spriahnutou ŽB doskou.

„ESTAKÁDA V KM 2,700 – 5,310“ objekt 209-01 ARCHITEKTONICKÉ A KONSTRUKČNE USPORIADANIE

Mostný objekt celkovej dĺžky 2760m je tvorený jednou nosnou konštrukciou pre obidva jazdné smery a pozostáva zo 4 samostatných dilatačných celkov DC1-DC4. Dilatačný celok DC1 je stavaný pomocou výsuvnej skruže a je tvorený 10-ti poľami s rozpätím 60,0+8*70,0+60,0m s konštantou výškou prierezu 3,50m. Dilatačný celok DC2 – DC4 je stavaný metódou letmej betonáže s rozpätím 100-150m a je premenné výšky 3,50m v poli až 9,0 nad podporou pre hlavné pole o rozpätí 140-150m (resp. s výškou nad podporou 6,50m pre podpory priľahlé k poliam s rozpätím 100-120m).



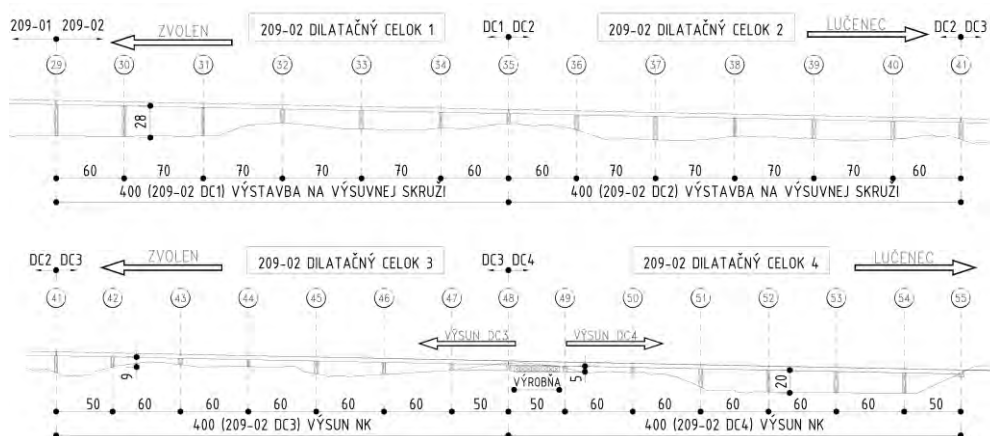
Obr. 1 – 209-01 Usporiadanie mosta v pozdĺžnom smere

„ESTAKÁDA 5,310- 7,062“ objekt -209-02
ARCHITEKTONICKÉ A KONSTRUKČNE USPORIADANIE

Mostný objekt celkovej dĺžky 1600m je tvorený jednou nosnou konštrukciou pre obidva jazdné smery a pozostáva zo 4 samostatných dilatačných celkov DC1-DC4.

Dilatačný celok DC1+DC2 je stavaný pomocou výsuvnej skruže a je tvorený 6+6 poľami s rozpätím 60,0+4*70,0+60,0m s konštantou výškou prierezu 3,50m.

Dilatačný celok DC3+DC4 je vysúvaný z výroby a je tvorený 7-mi+7mi poľami s rozpätím 50,0+5*60,0+50,0m s konštantou výškou prierezu 3,50m. Výrobňa je s ohľadom na premennú pôdorysnú geometriu mosta umiestnená v 1. poli DC4 z ktorej sa najprv vysunie DC3 proti smeru staničenia. V druhom kroku sa prestaví geometria výroby a zhotoví sa a vysunie DC4 v smere staničenia a v poslednom kroku sa priamo vo výrobni zhotoví posledný betónovaný úsek dilatačného celku DC4.



Obr. 2 – 209-02 Usporiadanie mosta v pozdĺžnom smere



Obr. 3 – 209-01 Vizualizácie dilatačného celku stavaného letnou betonážou

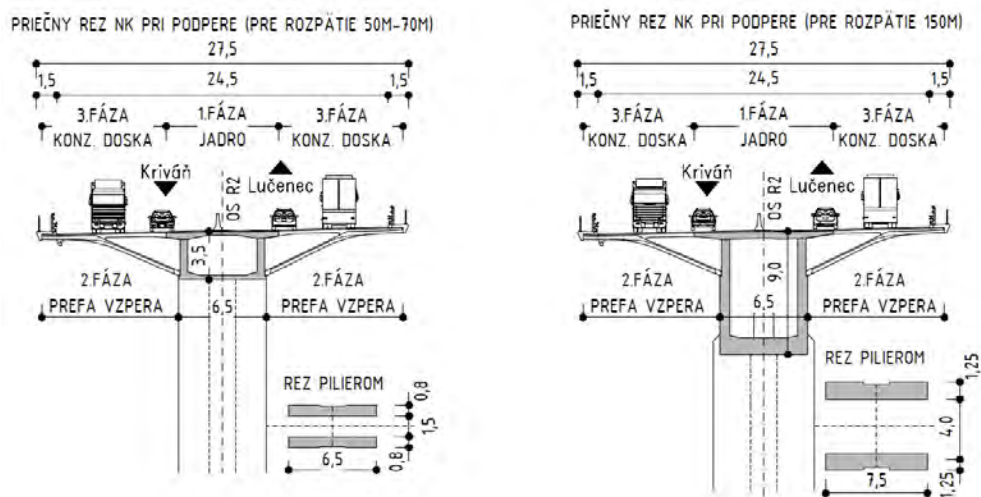
209-01+02 KONSTRUKČNE USPORIADANIE V PRIEČNOM SMERE

Mostný objekt má po celej dĺžke estakády konštantnú šírku 27,5m s rovnakým vonkajším obrysom nosnej konštrukcie. Rozdielna je iba výška NK v mieste polí veľkých rozpätí.

Hlavný komorový nosník má šírku 6,50m a základnú výšku 3,50m. Spolu so zárodkami konzol hornej dosky vytvára jadro prierezu šírky 8,30m pre most realizovaný na výsuvnej skruži, resp. 10,30m pre most realizovaný letnou betonážou.

Po zrealizovaní spojitkej NK sa do vybratí na vonkajšom povrchu stien osadia preafabrikované vzpery, ktoré sa prikotvia k jadrú prierezu pomocou kotevných tyčí.

V následnej fáze sa zrealizuje horná doska NK, ktorá sa priečne predopne.



Obr. 4 – 209-01 + 209-02 - Usporiadanie v priečnom smere

209-01+02 USPORIADANIE SPODNEJ STAVBY

Spodná stavba všetkých vnútorných podpier je rovnaká a je tvorená pomocou 2 stien konštantného priečného rezu po výške. Steny šírkoivo nadväzujú na dno komorového prierezu NK a ich hrúbka je v rozmedzí 0,80 – 1,25m v súlade so statickým namáhaním. Svetlá vzdialenosť stien je odlišná 1,50 – 4,00 m podľa technológie výstavby jednotlivých častí NK.

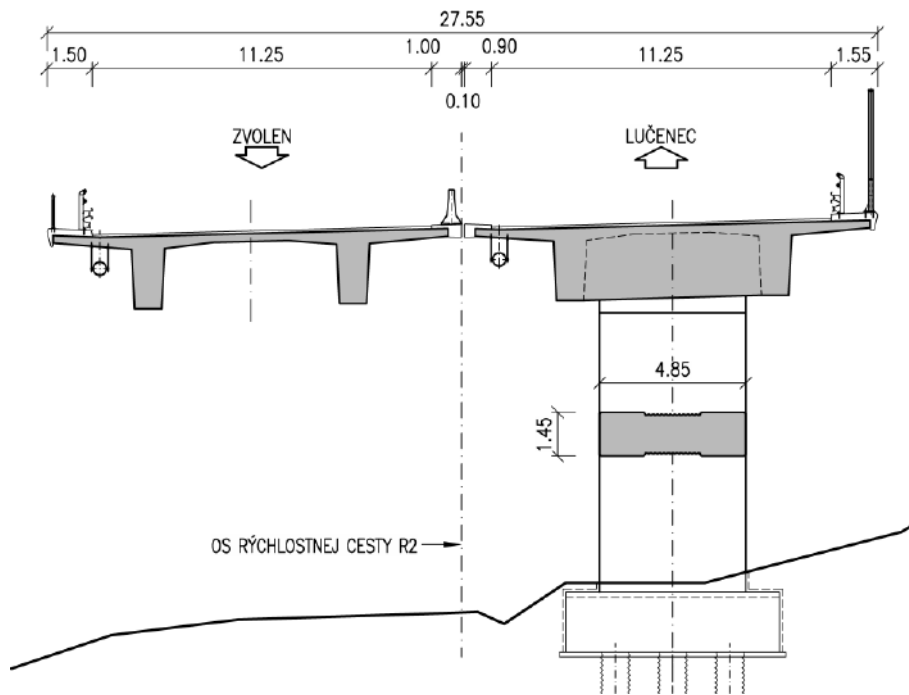
Stenové podpery sú spojené so základom alebo nosnou konštrukciou rámoovo alebo prostredníctvom vrubových kĺbov. Iba na 4 podperách sú osadené ložiská, čo prináša výrazné úspory spojené s prevádzkou a údržbou mosta.

Niekoľko vyšších stenových podpier je stužených vnútornou priečnou stienkou. Priečne stužujúce steny sú rovnako realizované na niektorých podperách prenášajúcich zaťaženie od vysúvanej NK. V priebehu výstavby je medzi väčšinou stien realizované montážne stuženie z oceľových prvkov, ktoré sa nakoniec odstráni.

„ ESTAKÁDA V KM 7,155-8,798“ objekt 210-00

Mostná estakáda pozostáva z piatich dilatačných celkov. Štyri dilatačné celky majú po osem polí a piaty má desať polí. Každý dilatačný celok tvorí spojitá dvojtrámová monolitická konštrukcia z predpätého betónu. Dĺžky jednotlivých polí sú rôznych rozpätí, rešpektujúc potrebu prekonania jednotlivých prekážok, s maximálnym rozpätím 43,7m. Mostný objekt bude budovaný technológiou výsuvnej skruže s horným nosným systémom. Jedná sa o dve súbežné konštrukcie so šírkou 2x 13,10m. Dvojtrámová konštrukcia je nad stykovými piliermi ako aj krajnými oporami zosilnená monolitickým priečnikom. Nad medziláhlými piliermi sú navrhnuté priečniky, ktoré nadväzujú na stenové piliere.

Piliere sú hrúbky 1,45m a šírky 4,85m. Na mostnom objekte sú dva typy stenových pilierov a to piliere s dvojicou vrubových kĺbov v hlave a päte piliera a piliere s jedným vrubovým kĺbom v hlave piliera. Uloženie nosnej konštrukcie cez hrncové ložiská je z ekonomického ako aj prevádzkového hľadiska realizované len na krajných oporách.



Obr. 5 – 210-00 - Usporiadanie v priečnom smere



Obr. 6 – 210-00 - Vizualizácia mostného objektu

ÚSEK R2 MÝTNA - LOVINOBAŇA

Úsek rýchlostnej cesty R2 Mýtna – Lovinobaňa je vo vysokom štádiu rozostavanosti, pričom mostné objekty sú, čo sa týka nosných konštrukcií, prakticky ukončené, resp. pred ukončením.

Z celkového počtu 11-tich mostných objektov sú tri objekty presypané tvorené prefabrikovanými železobetónovými rámovými (klenbovými) konštrukciami, ktoré sú založené plošne na štrkových vankúšoch.

Dva mostné objekty sú navrhnuté ako trojpoľové nosné doskové konštrukcie s obojstrannými konzolami s predpätého betónu, vybudovanými v jednej etape na podpernej skruži.



Obr.7 Most na R2 nad III/2632 v km 10.500

Tri mostné konštrukcie sú navrhnuté a zrealizované ako dvojtrámové monolitické konštrukcie z predpätého betónu s obojstrannými konzolami.

Prvý z týchto mostov je „Most na R2 nad železničnou traťou a cestou I/16 v km 9,441 - 9,957“. Jedná sa o 13 poľovú spojitú konštrukciu s maximálnym rozpätím 44m, budovanú na podpernej skruži.



Obr. 8 Most na R2 nad žel. traťou a cestou I/16 v km 9,441 - 9,957

Druhý z dvojtrámových mostov je „Most na R2 nad III/2664 v km 15.400“. Most má 6-polí s maximálnym rozpätím 42,0m. Taktiež je budovaný na pevnej podpornej skruži.



Obr.9 Most na R2 nad III/2664 v km 15.400

Tretí dvojtrámový most je trojpoľový „Most na R2 nad Budínskym potokom v km 15.870“, budovaný v jednej etape na podpornej skruži.

Dva mostné objekty sú jednopoložné, navrhnuté z prefabrikovaných nosníkov spriahnutých monolitickou spriahujúcou doskou.

Najdlhší mostný objekt na predmetnom úseku je 556,0 m dlhý 10-položový jednokomorový dvojtrámový monolitický most z predpätého betónu premostujúci údolie s Krivánskym potokom a železničnou traťou, budovaný na pevnej podpornej skruži. Maximálne rozpätie je 58,0m.



Obr. 10 Most na R2 nad žel. traťou a Krivánskym potokom

Záver

Celková dĺžka obidvoch budovaných úsekov je 22 km. Vybudovaním týchto úsekov sa odľahčí existujúca cesta I/16, ktorá prechádza intravilánmi obcí Kriváň, Mýtina a Lovinobaňa od tranzitnej dopravy s výrazným podielom ťažkých nákladných vozidiel s podstatným zvýšením bezpečnosti a plynulosti tranzitnej dopravy.

RÝCHLOSTNÁ CESTA R4 PREŠOV – SEVERNÝ OBCHVAT, I. ETAPA, MOST NA R4 V KM 3,10 NAD RIEKOU TORYSOU, TRAŤOU ŽSR A CESTOU I/68

Richard Púček¹

ABSTRAKT

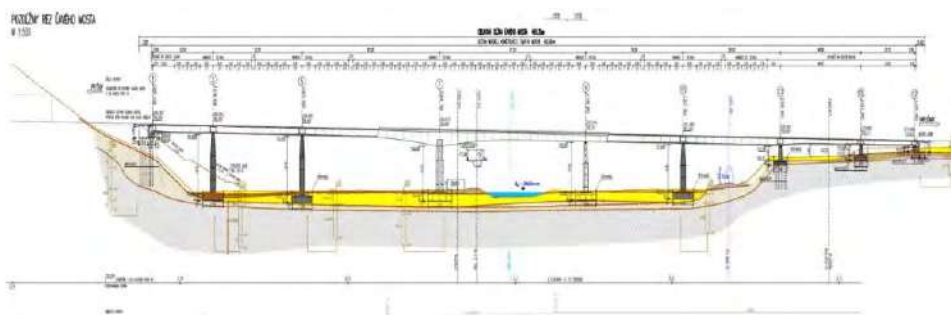
Uvedený mostný objekt preklenuje údolie tvorené tromi prekážkami na trase rýchlostnej cesty R4 po vyústení z tunela Bikoš do mimoúrovňovej križovatky Dúbrava. Vzhľadom na jeho dĺžku a charakter prekážok sa pri realizácii uplatnili dve technológie výstavby mostov.

1 ÚVOD

Mostný objekt sa nachádza na budovanom úseku rýchlostnej cesty R4 severný obchvat Prešova. Most je riešený ako dva súbežné objekty, ktoré svojou dĺžkou patria medzi najväčšie mostné objekty stavby.

2 OPIS KONŠTRUKCIE OBJEKTUPRÍSPEVKU

Nosná konštrukcia mostného objektu je navrhnutá ako osempoľová spojitá monolitická konštrukcia z dodatočne predpäťého betónu, realizovaná technológiou letmej betonáže a podpernej pevnej skruže. Rozpätia polí v osi mosta sú (36,0+53,0+82,0+87,0+58,0+48,0+32,0) m. Priečny rez mostného objektu je jednokomorový, premenného prierezu v poliach s rozpätím 82 m a 87 m a konštantného rozpätia v ostatných poliach. Spodnú stavbu tvorí šesť medziľahlých pilierov a dve krajné opory. Meniace sa inžinierskogeologické pomery s ohľadom na náročnosť konštrukcie významne ovplyvnili spôsob zakladania mostného objektu, ale aj zaistovanie stavebných jám. Vzhľadom na základové pomery sa použila kombinácia plošného a hĺbkového zakladania pomocou mikropilót Ø 89/10. Realizácia zakladania prebiehala v inudácii rieky Torysa a blízko železničnej trate. Za účelom zabezpečenia stability stavebnej jamy a zachytenia zemného a vodného tlaku sa použili oceľové štetovnice a stabilita svahov stavebných jám sa zaistila pomocou výstužných prvkov – klinev.



Obr. č.1 Pozdĺžny rez mostným objektom

¹ Ing. Richard Púček, VÁHOSTAV-SK, a.s., Priemyselná 6, 821 09 Bratislava, tel.: +421 41 517 1595, e-mail: richard_pucek@vahostav-sk.sk

Medziľahlé podpory v mieste najväčších rozpätí sú navrhnuté ako rámové stojky, pričom ich tvar je členený, mnohouholníkový, s rozmermi prierezu 3,0 m x 4,3 m a v hornej časti sú tuho spojené s nosnou konštrukciou. Ostatné medziľahlé podpory majú tvar 6-uholníka vpísaného do kružnice s $\varnothing$ 3,0 m a sú ukončené hlavicami na osadenie mostných ložísk. Betonáž pilierov sa realizovala pomocou posuvného debnenia.

3 SPÔSOB VÝSTAVBY

Nosná konštrukcia mostného objektu je realizovaná dvoma technológiami. Časť prvého poľa a dve posledné polia sa realizujú technológiou pevnej skruže. Ako skruž je použitá priestorová skruž doplnená o oceľové nosníky „I“ na preklopenie väčších terénnych nerovností a prekážok. Na takto zhotovené podopretie sa ukladá debnenie nosnej konštrukcie. Etapy na pevnej skruži sa betónujú na dvakrát.

Ostatné polia sa realizujú pomocou technológie letmej betonáže postupne po jednotlivých vahadlách. Z dôvodu realizácie vahadiel vo veľkej výške bolo nevyhnutné technicky vyriešiť podopretia zárodkov počas ich realizácie. Technické riešenie spočíva v podopretí pomocou oceľovej konštrukcie, ktorá prenáša zaťaženie do vybudovaných pilierov a používa sa opakovane na pilieroch 3,4 a 11,12. Pre piliere 5,6 a 9,10 sa použila stabilizácia pomocou štyroch železobetónových stĺpov votknutých do základu.



Obr. č.2 Pohľad na podopretie zárodku pomocou oceľových konštrukcie

Po realizácii zárodkov sa osadili vozíky letmej betonáže. Montáž vozíkov prebiehala pomocou vežových žeriavov tak, že spodná podlaha sa zmontovala na zemi a vyzdvihla pomocou hydrauliky a kladkostrojov. Po skompletizovaní vozíkov a ich nastavení do betonárskej polohy, prebiehala betonáž jednotlivých lamiel symetricky na každú stranu

vahadla. Takto postupne budú zrealizované všetky vahadlá na ľavom a pravom moste a zrealizuje sa celá nosná konštrukcia mostov.



Obr. č.3 Realizácia vahadla pomocou vozíkov LB



Obr. č.4 Pohľad na zrealizované vahadlo

4 ZÁVER

Mostný objekt je v súčasnej dobe vo výstavbe. Obe technológie realizovania mostnej konštrukcie sú zavedenými technológiami pri výstavbe takýchto typov mostov, avšak počas realizácie bolo nevyhnutné riešiť veľa problémov a prijať výzvy v podobe podopretia zárodokov realizovaných vo veľkých výškach a eliminovať tak masívne podopretie od základov v podobe masívnych priestorových skruží.

Literatúra

- [1] Projektová dokumentácia stavby R4 Prešov – Severný obchvat, I. etapa

NA KALVÁRSKY MOST LÁVKA PRO CYKLISTY PŘES ŘEKU NITRA, NITRA

Pavel Kalab¹ – Jiří Stráský² – Milan Žák³

ABSTRAKT

Lávku s rozpětím 49.5 m tvoří ocelobetonová mostovka na okrajích zavěšená na vně skloněných obloucích. Lávka vytváří integrovaný konstrukční systém ve kterém předpjatá ocelobetonová mostovka přenáší obloukovou sílu. Mostovka je sestavená z prefabrikovaných deskových prvků. Při stavbě byly mostovka podepřena a předepnuta vnějšími kabely vedenými pod mostovkou.

1 ÚVOD

Cyklolávka, která je situována poblíž Technickej fakulty Slovenskej poľnohospodárskej univerzity, spojuje stávající pěší a cyklistické komunikace na Wilsonově nábřeží s nově postavenou komunikací na Nábřeží mládeže. S ohledem na současné výškové vedení komunikací a hladinu velké vody bylo nutno navrhnout konstrukci s co možná nejmenší výškou mostovky. Proto byla navržena ekonomická oblouková konstrukce s předpjatou ocelobetonovou mostovkou přenášející obloukovou sílu svojí tahovou únosností – Obr. 1. Aby z obou nábřeží byl zachován volný výhled na historický střed města, je vzepětí oblouku co možná nejmenší. Snahou bylo navrhnout konstrukci, která otvírá prostor a vyzývá k přejití – Obr. 2. Proto je mostovka zavěšena na příčně vně skloněné oblouky. Takto konstrukce získala moderní, dynamický vzhled.

2 ARCHITEKTONICKÉ A KONSTRUKČNÍ USPOŘÁDÁNÍ

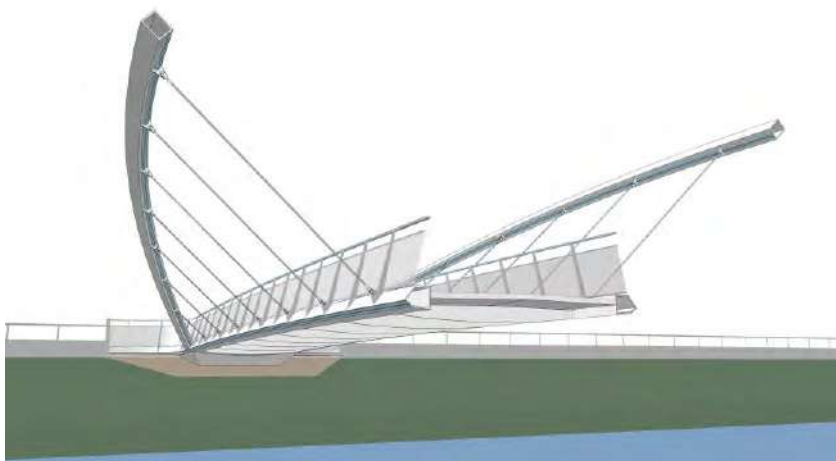


Obr. 1- Kalvárský most

¹ Ing. Ph.D., Stráský, Hustý a partneři s.r.o., Bohunická 50, 61900 Brno, Česká republika, tel.: +420 547 101 882, e-mail: p.kalab@shp.eu

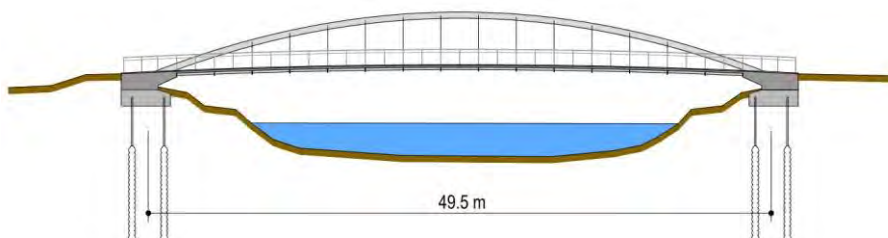
² Prof. Ing. DSc., Stráský, Hustý a partneři s.r.o., Bohunická 50, 61900 Brno, Česká republika, tel.: +420 547 101 882, e-mail: j.strasky@shp.eu

³ Ing., STRABAG s.r.o., oblast Západ, Bratislava, tel.: +421 902 978 291, e-mail: milan.zak@strabag.com



Obr. 2 – Konstrukce mostu

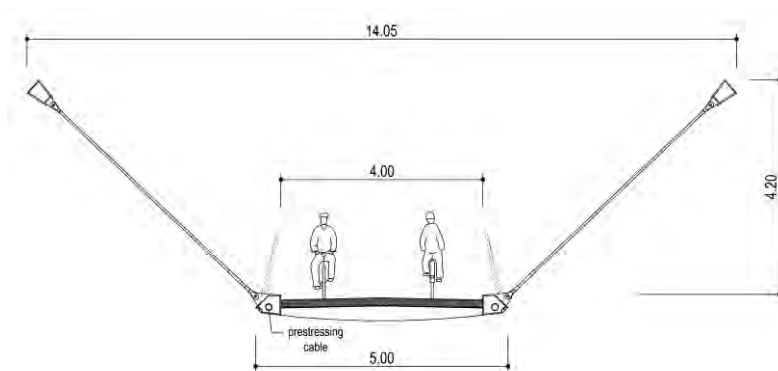
Mostovka je ve vrcholovém zakružovacím oblouku s maximálním podélným sklonem 5% u krajních opěr. Rozpětí oblouku je 49,50 m (Obr. 3), volná šířka mezi zábradlím je 4,00 m (Obr. 3 a 4). Protože jak oblouky, tak i mostovka jsou vetknuty do krajních opěr podporovaných mikropilotami, tvoří most integrovaný konstrukční systém bez ložisek a dilatačních závěrů.



Obr. 3 – Podélný řez



Obr. 4 – Půdorysný pohled



Obr. 5 – příčný řez mostem

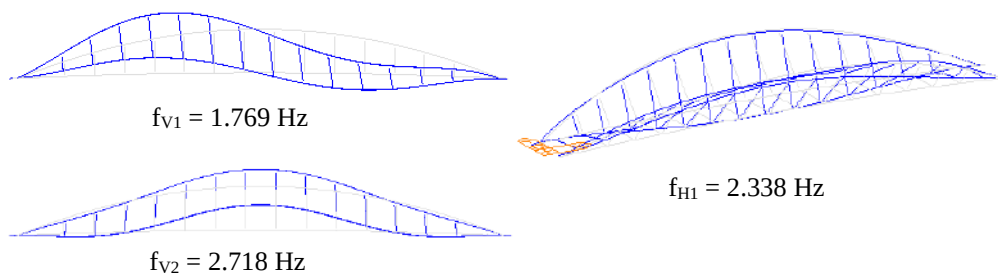
Ocelobetonová mostovka, která je sestavena z krajních ocelových nosníků, ocelových příčníků a z prefabrikovaných deskových prvků, je na vnějších okrajích zavěšena na ocelových obloucích lichoběžníkového průřezu. Závěsy jsou tvořeny tyčemi McAlloy průměru 42 mm. Aby se eliminovaly trhliny v betonové mostovce, je konstrukce dodatečně podélně předepnuta kabely vedenými v komorách krajních nosníků.

Ocelová konstrukce byla natřena bílou barvou. Povrch mostovky, který současně tvoří její izolaci, je osvětlen LED světly situovanými v madle zábradlí. Oblouky i krajní nosníky mostovky jsou osvětleny LED světly situovanými v jejich spodních přírubách.

3 STATICKÁ A DYNAMICKÁ ANALÝZA

Podle povahy řešeného problému byla konstrukce řešena jako prostorová konstrukce sestavená z prutových nebo deskostěnových prvků. Analýza montážních i provozních stavů vyšla ze zvoleného počátečního stavu ve kterém byla definovaná požadovaná geometrie i stav napjatosti. Konstrukce byla řešena dvěma programovými systémy: ANSYS a Midas Civil.

Pro posouzení dynamické odezvy byly nejdříve určeny vlastní tvary a frekvence – Obr. 6. Pohoda chodců byla posouzena pro svislé impulsy velikosti 180 N vyvolané jednou osobou. Odpovídající hodnota maximálního zrychlení $a_v = 0,511 \text{ m/s}^2$ je menší než přípustná hodnota $a_{v,dov} = 0,701 \text{ m/s}^2$, která je odvozená od první ohybové frekvence $f_{(1)} = 1,769 \text{ Hz}$.



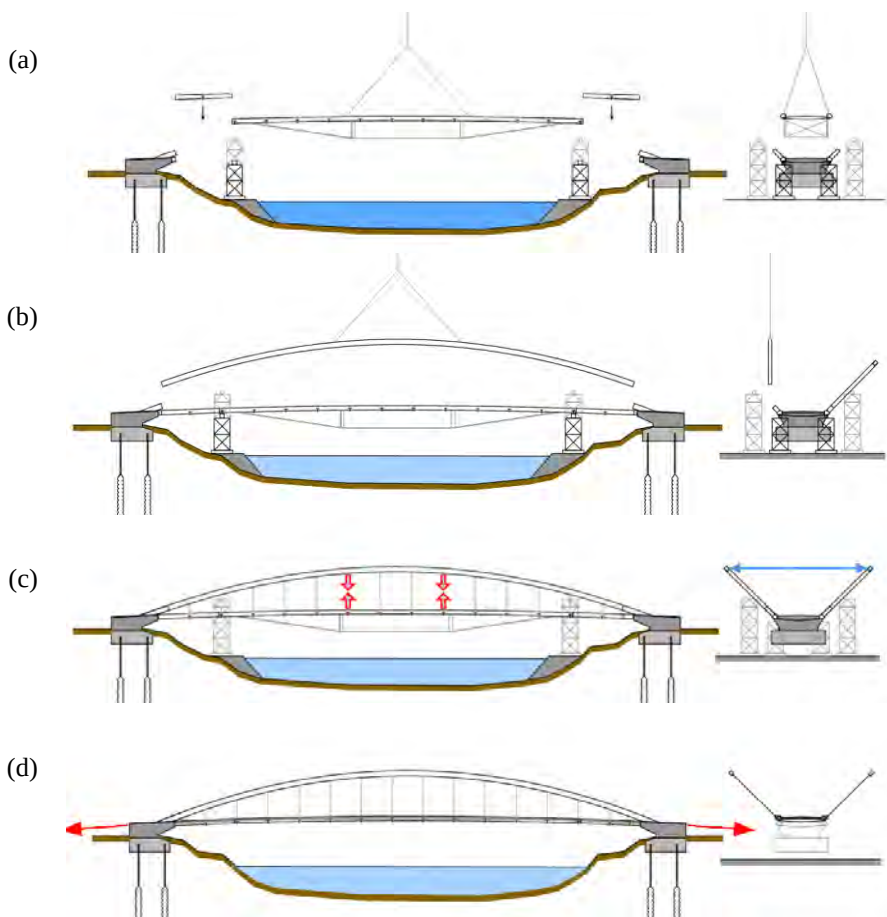
Obr. 6 – Vlastní tvary a frekvence

4. STAVBA MOSTU

Po provedení pilot byla osazena betonářská výztuž opěr a zárodky podélných ocelových nosníků a oblouků. Potom byly opěry vybetonovány. Aby nebylo nutno stavět montážní podpěry v řece, byla ocelová mostovka sestavená z podélných krajních nosníků a příčných montážně ztužena kabely situovanými pod nosníky. To umožnilo smontovat celou mostovku a podepřít ji jen montážními podpěrami situovanými u krajních opěr – Obr. 7 a 8(a). Po osazení mostovky byly smontovány oblouky – Obr. 8(b) a 9.



Obr. 7 – Montáž mostovky



Obr. 8 – Postup stavby



Obr. 9 – Montáž oblouku

Oblouky byly osazeny na montážní klouby situované na koncích zárodků. Geometrie oblouků byla zajištěna montážními podpěrami situovanými vedle podpěr podporujících mostovku. Po kontrole geometrie byly oblouky přivařeny k zárodkům: Následovala postupná montáž a napínání závěsů. Tíha mostovky tak byla postupně přenesena na oblouky – Obr. 8(c). Dále následovala montáž prefabrikovaných prvků mostovky, betonáž spar a předepnutí mostovky – Obr. 8(d). Montážní předepnutí nosníků a podepření mostovky a oblouků tak mohlo být zrušeno. Funkce konstrukce byla ověřena detailními statickými a dynamickými zkouškami, které potvrdily předpoklady návrhu a kvalitu provedených prací – Obr. 10. Stavba konstrukce byla zahájena v dubnu 2020, uvedena do provozu byla v dubnu 2021 – Obr. 11 a 12.



Obr. 10 – Statická zatěžovací zkouška

5. ZÁVĚR

Konstrukce lávky tvoří úsporný, na údržbu nenáročný integrovaný konstrukční systém bez ložisek a dilatačních závěrů. Protože pro přenesení obloukové síly je využita tahová únosnost předpjaté ocelobetonové mostovky, je konstrukce velmi hospodárná. Most byl

postaven s minimálním dopadem na životní prostředí. Konstrukce lávky je lehká a transparentní, současně je však bezpečná a její pohyb od zatížení chodců anebo větru nevyvolává u uživatelů nepříjemné pocity.



Obr. 11- Kalvárský most

Zúčastnění:

Investor:

Projekt:

Generální zhotovitel:

Pod zhotovitel ocelové konstrukce

Město Nitra

Stráský, Hustý a partneři s.r.o., Brno

STRABAG s.r.o., Bratislava

NOPS s.r.o., Nitra



Obr. 12- Kalvárský most - osvětlení

SO 201-00 MOST NA DIAĽNICI D1 HUBOVÁ - IVACHNOVÁ

Jozef Mariňák¹ – Richard Púček²

ABSTRAKT

Most zabezpečuje mimoúrovňové križovanie diaľnice D1 so štátnou cestou I/18, riekou Váh, železničnou traťou a preložkou cesty III/01898. V priebehu výstavby bol identifikovaný potenciónný zosun, preto došlo k predĺženiu nosnej konštrukcie o ďalší dilatačný celok. Pri výstavbe komorového prierezu nosnej konštrukcie sa využila technológia letmej betonáže a betonáže na podpernej skruži.

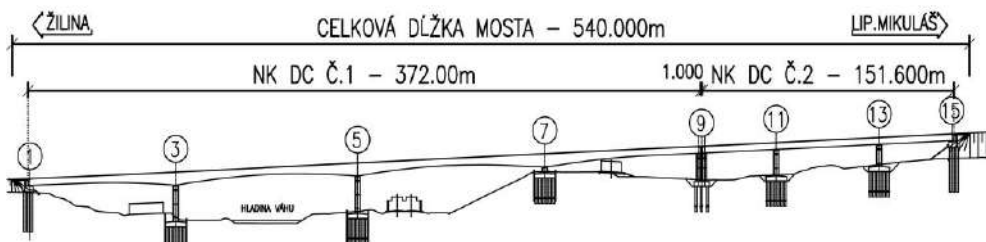
1 ÚVOD

Súčasťou diaľnice D1 je aj úsek Hubová - Ivachnová s dĺžkou 15,275 km, ktorý vedie v značne náročnom území okresu mesta Ružomberok. Začína sa križovatkou Hubová, ktorá pokračuje mostným objektom 201-00. Ten prevádza diaľnicu ponad štátnu cestu I/18, rieku Váh, železničnú trať a cestu III/01898. Je rozdelený na dva mosty, každý pre jeden dopravný smer. Dĺžka ľavého mosta je 540 m a pravého mosta 517 m. Stavebníkom je Národná diaľničná spoločnosť, a. s., Zhotoviteľom stavby je Združenie Čebrať v zložení VÁHOSTAV-SK, a. s., a OHL ŽS, a. s.. Projektantom objektu je Dopravoprojekt, a. s..

2 CHARAKTERISTIKA MOSTA

2.1 Základné údaje

Zo statickej stránky sú oba mosty identické, rozdelené na dva dilatačné celky. Nosná konštrukcia prvého dilatačného celku (DC1) je v pozdĺžnom smere navrhnutá ako štvorpoľový spojitý nosník z monolitického predpätého betónu, v priečnom reze ako trémová komorová konštrukcia s jednou komorou s premennou výškou. Druhý dilatačný celok (DC2) je navrhnutý ako trojpoľový spojitý nosník z monolitického predpätého betónu, v priečnom reze ako trémová komorová konštrukcia s jednou komorou s konštantnou výškou. Šírka ľavého mosta medzi zvodidlami je 11,75 m a pravého mosta 13 m. Priečny sklon je jednostranný, premenlivý, s maximálnym sklonom do 4 %. Smerovo je trasa na moste v protismerných prechodnicových oblúkoch s parametrami $R=800$ m, $L=375,22$ m a $R=1000$ m, $L=200$ m. Niveleta vedie na začiatku vo výškovom oblúku a v priamej so sklonom vzostupnice 4,5%. Maximálna výška mosta je približne 26,1 m.



Obr.1 Pozdĺžny rez nosnou konštrukciou ľavého mosta

¹ Ing. Jozef Mariňák, VÁHOSTAV-SK, a. s., Priemyselná 6, 821 09 Bratislava, tel.: +421 41 517 2016, e-mail: jozef.marinak@vahostav-sk.sk

² Ing. Richard Púček, VÁHOSTAV-SK, a. s., Priemyselná 6, 821 09 Bratislava, tel.: +421 41 517 1595, e-mail: richard_pucek@vahostav-sk.sk

2.2 Spodná stavba

Prvý dilatačný celok tvoria krajné opory, šesť medziľahlých a dve prechodové podpery. Druhý dilatačný celok začína z prechodových podpier a pozostáva zo štyroch podpier a dvoch opôr. Opory 1, 2 a 15, 16 sú navrhnuté ako železobetónový úložný prah založený na veľkopriemerových pilótach s priemerom 900 mm.

Podpery 3 až 8 majú štvorcový tvar s dĺžkou hrany základu 10,25 m a výškou 2,2 m. Driek podpier tvoria dva stĺpy s obdĺžnikovým pôdorysným rozmerom 2,5 x 2,2 m. Podpery 11 až 14 majú štvorcový tvar s dĺžkou hrany základu 9,6 m a výškou 2,2 m. Driek podpier tvoria dva stĺpy s obdĺžnikovým pôdorysným rozmerom 2,0 x 1,8 m. Prechodové podpery 9 a 10 sú obdĺžnikového základu 9,5 x 7,6 m a driek podpier tvoria štyri stĺpy s obdĺžnikovým pôdorysným rozmerom 1,5 x 2 m. Všetky stĺpy majú skosené hrany 0,15 x 0,15 m.

Výška pilierov sa pohybuje od 2,45 po 16,87 m. Pilieri 3 až 6 a 9 až 14 sú v hornej časti spojené priečľou s hrúbkou 0,5 m, votknutou do pilierov. Priečľa bude po dokončení stavby slúžiť na kontrolu ložísk. Prístup bude cez otvor v nosnej konštrukcii, umiestnený v strede nad podperou. Založenie všetkých podpier je na veľkopriemerových pilótach s priemerom 900 mm.

Z dôvodu odsadenia opory 1 a 2 je v strede medzi mostmi navrhnutý oporný múr dĺžky 17 m. Oporný múr je železobetónový uholníkový, založený na veľkopriemerových pilótach priemeru 900 mm.

2.3 Nosná konštrukcia

So spodnou stavbou je nosná konštrukcia spojená pomocou dvojice hrncových ložísk uložených na každej podpere aj opore. Dĺžka nosnej konštrukcie prvého dilatačného celku je 372 m a tvoria ju štyri polia o rozpätí (82 + 100 + 102,5 + 85,5) m. Jej výška sa mení od 5,75 m do 3 m. V priečnom smere je navrhnutá ako jednokomôrka s obojstrannými konzolami. Šírka spodnej dosky je 8 m, šírka nosnej konštrukcie je 14,2 m pri ľavom moste a 15,45 m pri pravom moste.

Dĺžka nosnej konštrukcie druhého dilatačného celku ľavého mosta je 151,6 m a pravého mosta 129,386 m. Tvarovo nadväzuje na DC1. Tvoria ju tri polia o rozpätí pre LM (44,8 + 60 + 44,8) m a PM (38,2 + 51 + 38,2) m. Výška jednokomorovej nosnej konštrukcie s obojstrannými konzolami je konštantná 3,0 m a šírka 14,2 m.

Predpätie nosnej konštrukcie je navrhnuté z predpínacieho systému Projstar a je rozdelené na pozdĺžne súdržné predpätie a pozdĺžne predpätie voľnými káblami vedenými v komôrke mosta. Súdržné predpätie vedie v spodnej doske, trámoch aj v hornej doske. Súdržné káble sú navrhnuté z 15 a 19 lán s obojstranným aj jednostranným predpätím. Káble sú vedené v ocelových rúrach s priemerom 95 mm.

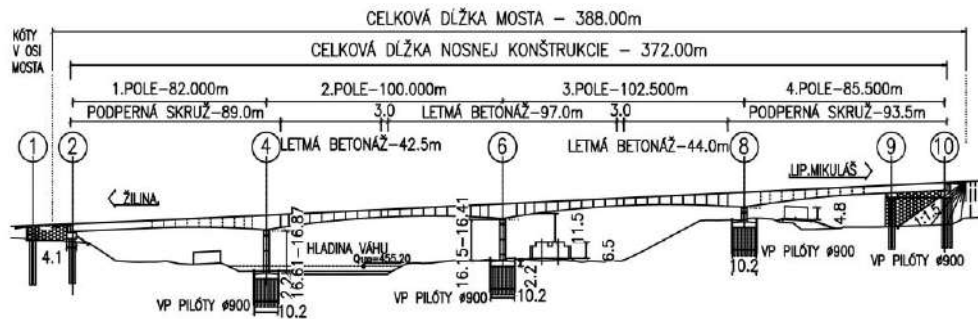
Voľné káble sú navrhnuté z 19 lán. Delia sa na trvalé, vedené v HDPE rúrach s priemerom 125 mm, a dočasné, umiestnené v ocelových rúrach, ktoré sa nebudú injektovať, keďže sa musia dať v určitej fáze výstavby odopnúť. Tieto sú umiestnené v ocelových rúrach. Vedenie voľných káblov v nosnej konštrukcii zabezpečujú deviatory, ktoré sú navrhnuté na celú výšku prierezu. Ich hrúbka je 1 m, šírka na DC1 v poli 1 a 4 je 2,8 m a v poli 2 a 3 je to 2,1 m. Pri DC2 majú šírku 1,5 m.

3 REALIZÁCIA MOSTA

3.1 Úprava počiatočného technického riešenia

Nakoľko sa projekt riadi podľa zmluvných podmienok žltej knihy Fidic, realizácii predchádzalo spracovanie projektovej dokumentácie. Most bol navrhnutý ako štvorpoľový

spojitý nosník s dĺžkou nosnej konštrukcie 372,00 m.



Obr.2 Pozdĺžny rez mosta

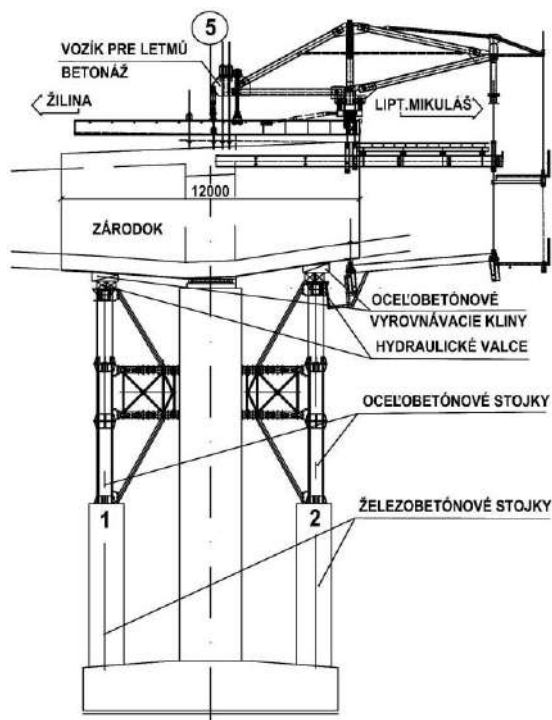
Realizácia opôr sa začala zhotovením pilotážnych plošín, z ktorých sa navrtali pilóty. Pri podpere 2 sa pilóty nadstavili štvorcovými stĺpmi (90 x 90 cm) s výškou približne 1,5 m a dosypal sa násyp. Následne sa v systémovom debnení zrealizoval úložný prah.

Na zabezpečenie stability stavebných jám 3 až 8 sa použili štetovnicové steny – pri podperách 7 a 8 z dvoch strán a pri podperách 3 až 6 po celom obvode. Základy sa betonovali do štetovnic v kombinácii so systémovým debnením. Pri pilieroch sa zvolilo postupne šplhané systémové debnenie s maximálnymi 5-metrovými zábermi. Nakoniec sa zrealizovala priečľa na debnení osadenom na konzolách ukotvených k pilieru.

Pri výstavbe nosnej konštrukcie je použitá technológia letmej betonáže v kombinácii s betonážou na podpernej skruži. Jednostrannou letmou betonážou sú realizované konzoly od podpier 3, 4, 7 a 8, od podpier 5 a 6 je navrhnutá symetrická letmá betonáž, krajné polia a zárodky na podperách 5 a 6 sú realizované na skruži.

Na realizáciu prvého poľa na ľavom moste (etapa 1 až 3) sa z dôvodu komplikovaného terénu zvolila kombinácia ľahkej podpernej skruže a nosníkov I-500, čiastočne aj s využitím pižma. Etapa sa pre veľkú dĺžku (89 m) a zároveň aj výšku prierezu nosnej konštrukcie v mieste podpory 3, rozdelila na dve časti. Prvá časť (od podpory 3) sa realizovala na tri zábery (spodná doska, trámy a horná doska), druhá časť (od opory 1) na dva zábery (spodná doska s trámami a následne horná doska). Na zadebnenie sa využilo systémové debnenie DOKA, ktorým sa najskôr zadebnila spodná doska s trámami, po betonáži sa debnenie trámov odstránilo a zadebnila sa horná doska.

Pred realizáciou zárodokov nad podporou 5 a 6 sa najskôr vybudovali stabilizačné stojky, ktoré po odstránení debnenia a podpernej konštrukcie zabezpečovali stabilitu vahadla až do realizácie spojovacej lamely. Na stabilizáciu sa zvolila kombinácia železobetónových a oceľobetónových stojok, ktorá sa už použila na inej stavbe. Železobetónové stojky sú v spodnej časti. Po ich vybetónovaní sa na ne osadí oceľobetónová konštrukcia, ktorej nosnou časťou sú oceľové rúry stojok vyplnené betónom. Na hornej časti stojok sa nachádzajú hydraulické valce, ktorými sa uvoľní podopretie vahadla po zrealizovaní spojovacej lamely. Tvar spodnej dosky v mieste hydraulických valcov si vyžadoval použitie klinov, ktorými sa spodná doska upraví do roviny. Na tento účel sú nad hydraulickými valcami uložené oceľobetónové klíny pripevnené k spodnej doske zárodku skrutkami. Po zrealizovaní stojok sa na podopretie debnenia zárodku postavila ťažká podperná konštrukcia (pižmo), na ktorú sa osadilo systémové debnenie. Betonáž potom prebiehala postupne (spodná doska, trámy a nakoniec horná doska). Po odstránení podopretia sa na zárodok osadil betónovací vozík od firmy BBE Solutions, ktorý je vo vlastníctve firmy VÁHOSTAV-SK. Tento vozík umožňuje betónovať lamely s hmotnosťou až 300 t čerstvého betónu. Vahadlo 5 aj 6 má 9 lamiel, rovnako aj konzola od podpory 3 a 4.



Obr.3 Pozdĺžny rez zárodkom podpery č.5

Pri betónovaní lamiel, najmä ponad železničnú trať, z dôvodu nedostatočnej dĺžky výložníka pumpy, sa použili dva samostatné výložníky prepojené potrubím s rozdeľovacím ventilom umiestneným nad zárodkom. Pumpa sa prepojila pomocou gumovej hadice s ventilom a betón sa striedavo rozdeľoval na obe strany vahadla. Rozdiel v hmotnosti počas betonáže nesmel prekročiť 4,5 m3 betónu.

Súčasnne so stavebnými prácami prebiehal na stavbe aj doplnkový inžiniersko-geologický prieskum a geotechnický monitoring, na základe ktorého sa po jeho odbornom posúdení prehodnotilo pôvodné technické riešenie. Vznikol nový návrh, ktorým sa most predĺžil za oblasť potencionálneho zosunu pridaním ďalšieho dilatačného celku. Naprojektovaná časť mosta sa stala prvým dilatačným celkom. V mieste opôr 9 a 10 sa navrhli prechodové piliere spoločne pre DC1 a DC2. Súčasťou zmien bola aj zmena v postupe výstavby pôvodne navrhnutého mosta z betónáže na pevnej skruži kombinovanej s nesymetrickou letnou betónážou polí 7-9, 8-10 a 2-4 na symetrickú letnú betónáž s betónážou krajných častí na pevnej skruži. Prijal sa súbor sanačných opatrení v mieste podpier 7 a 8, podrobne popísaný v samostatnej kapitole.

Po zmene postupu výstavby na DC1 sa na podpere 7 začal realizovať zárodok. Pre malú výšku sa zvolila stabilizácia pomocou štyroch betónových podpier votknutých do základu. Medzi podpery a nosnú konštrukciu sa umiestnili lisy, aby bolo možné uvoľnenie podopretia po spojení vahadla 7 so zvyškom konštrukcie. Ako posledná sa potom realizovala spojovacia lamela medzi vahadlom 7 a časťou mosta smerom k podpere 9, realizovanou na podpernej skruži. Úpravou postupu výstavby v poli 2-4 sa pri realizácii zárodku nad podperou 4 využilo rovnaké technické riešenie ako pri podpere 5 a 6.

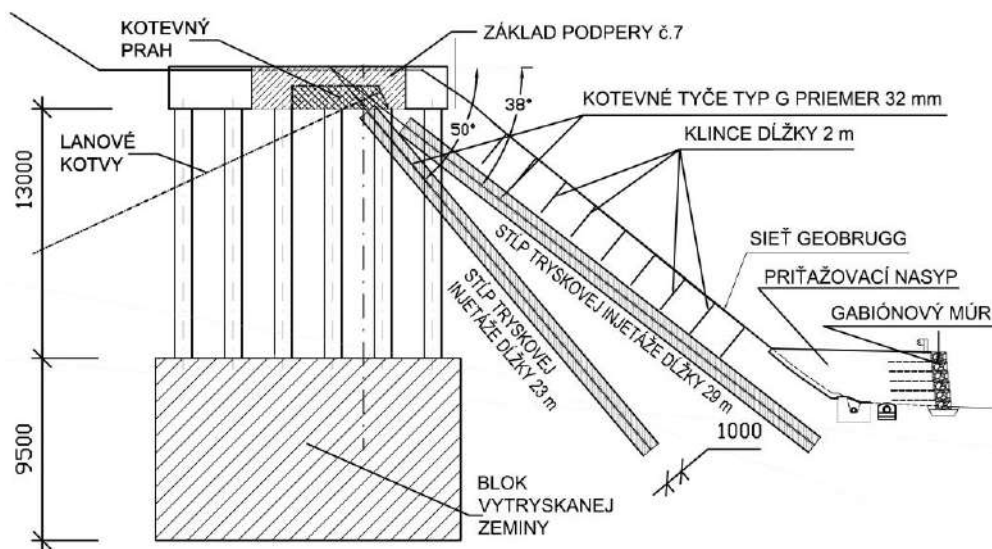
Realizácia základov podpier druhého dilatáčného celku prebiehala v otvorených stavebných jamách. Betonáže základov a pilierov postupovali rovnako ako na DC1.

Nosná konštrukcia DC2 sa rozdelila na tri polia, ktoré sa realizovali postupne od podpory 9 k podpore 15 na podpernej skruži. Využila sa kombinácia ľahkej podpernej skruže a nosníkov I-500, aby sa preklenuli terénne prekážky. Nakoľko bol terén v priestore opory 15 členitý, využilo sa preklopenie 12m nosníkmi I-500 podvesenými na opore v kombinácii s ťažkou podpernou skružou pižmo. Betonáž prebiehala vždy na dvakrát (spodná doska a trámy a horná doska).

Obdobnou kombináciou ľahkej a ťažkej podpernej skruže pižmo sa realizovali aj polia od podpory 10 k opore 16.

3.2 Sanačné opatrenia

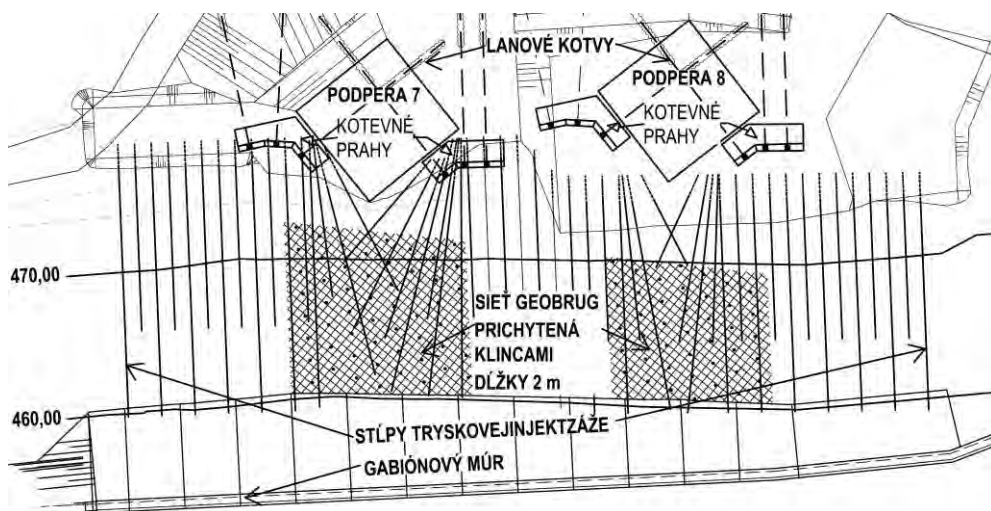
Cieľom sanačných opatrení je zabezpečiť svah pri podperách 7 a 8 tak, aby sa zaťaženie od mosta spoľahlivo prenieslo do podložia. Pod pilótami základov č. 7 a 8 sa zrealizoval blok vytryskanej zeminy od päty pilót až po úroveň pevnejšieho podložia. Trysková injektáž sa realizovala postupne po obvodu základu šikmými vrtmi, aby nedošlo k porušeniu základu prípadne nadmernému sadaniu.



Obr.4 Rez sanačnými opatreniami na podpere č.7

Pod povrchom svahu sú šikmé stĺpy tryskovej injektáže v odklone od vodorovnej roviny o 38° a 50°, ich dĺžka je rôzna 11,0-33,0 m, priemer je 1,0 m a osová vzdialenosť vrtov 1,5 m. Aby nevznikla potreba robiť vrty cez jestvujúce základy mosta, sú v priestore pod základmi č. 7 a 8 navrhnuté stĺpy tryskovej injektáže vejárovite z oboch bokov základov. Všetky stĺpy majú v hornej časti hluchý vrt. Po zhotovení základného vrtu, sa do už vytryskaného vrtu spravil nový vrt priemeru DN 159 mm, do ktorého sa vložila kotevná tyč typu G priemeru 32 mm vybavená injekčnou hadičkou a centrátormi a vrt sa odsopdu zainjektoval.

Porušenie svahu by mohli spôsobiť aj horizontálne sily od mosta, preto sa v úrovni betónových základov mosta zrealizovali železobetónové prahy kotvené lanovými kotvami. Na päte svahu je riešené zvýšenie stability priťažovací násyp s gabiónovým oporným múrom. Na čele základov 7 a 8 je svah spevnený sieťou a klineciami. Realizácia tohto opatrenia si vyžiadala zriadenie prístupovej komunikácie, spevnenie zárezu pre komunikáciu striekaným betónom a klineciami, odvodnenie priestoru pod priťažovacím násypom a v dôsledku križovania jestvujúceho kábla DK a TTK s novo navrhovanou prístupovou komunikáciou aj ich prekládku.



Obr.5 Rozsah sanačních opatření v místě podpěr 7 a 8 - pôdorys

4 ZÁVER

Na mostnom objekte je v súčasnosti zrealizovaná nosná konštrukcia ľavého mosta, po ktorej je spustená stavenisková doprava, aby sa ochránili miestne komunikácie počas výstavby zvyšných častí úseku, najmä tunela. Na pravom moste ostáva dokončiť lamely na vahadle 8 spolu s časťou etapy na podpernej skruži po podperu 10. Tieto práce je možné zrealizovať až po dokončení sanačných opatrení v mieste podpory 8. Zároveň prebieha odsúhlasovanie príslušenstva mosta. Mostný objekt by mal byť dokončený v roku 2023.



Obr.6 Pohľad na rozostavanú časť nosnej konštrukcie

Literatúra

- [1] Projektová dokumentácia úseku diaľnice D1 Hubová - Ivachnová

REALIZÁCIA EXTRADOSOVÝCH KÁBLOCH NA PROJEKTOCH NOSICKÁ ESTAKÁDA A MOSTE SO 201 NA STAVBA D1 PREŠOV, ZÁPAD – PREŠOV JUH

Peter Pažma¹

ABSTRAKT

Aplikácia extradosových káblov je v našom regióne ešte stále len vo svojom počiatku. Spoločnosť Doprastav, a.s. sa v nedávnom období podieľala na realizácii dvoch významných projektov s využitím práve tejto technológie.

V porovnaní so staršími realizovanými projektmi, ako napr. estakáda ponad Považskú Bystricu, prešiel systém mnohými technologickými vylepšeniami. Medzi najzásadnejšiu zmenu možno iste počítať úpravu kotvejnej oblasti v mieste pylónu. Pôvodný návrh uvažoval priebežné vedenie predpinacích lán cez pylón v tzv. oceľovom sedle, pričom v mieste prechodu sedlom, boli laná zbavené ochranného obalu a preinjektovaná cementovou maltou na báze súdržného spojenia. Toto riešenie bolo veľmi náročné na presnosť v čase prípravy, a zároveň znemožňovalo akékoľvek dodatočné opravy na už zrealizovaných kábloch.

Systém, ktorý bol použitý pri oboch projektoch, Nosická železničná estakáda a objekt SO 201 na stavbe Prešov, západ – Prešov, juh, už obsahoval nové riešenie kotvenia lán v mieste pylónov. Tento systém nepočíta s prechodom lán cez pylón, ale laná sú kotvené na krátke oceľové konzoly oceľového prípravku, ktorý zabezpečuje transfer síl z lán do pylónu. Toto riešenie okrem iného poskytuje možnosť dodatočnej aktivity na lanách, napr. dodatočnú úpravu síl z dôvodu prevádzkových nárokov. Tiež ale dovoľuje rýchly zásah v prípade mimoriadnej udalosti.

1 ÚVOD

Predmetom príspevku je predstavenie realizácie extradosových káblov na dvoch významných objektoch realizovaných spoločnosťou Doprastav, a.s. v priebehu posledných rokov. Zároveň technický progres tejto technológie v porovnaní s projektmi pred rokom 2018.



Obr. 1: Pohľad na realizáciu extradosových káblov na projekte D1 Prešov, západ – Prešov, juh

¹ Ing. PhD., Doprastav a. s., Drieňová 27, 826 56 Bratislava,
tel: +421 907 801 928 e-mail: peter.pazma@doprastav.sk

2 TECHNICKÝ VÝVOJ

V porovnaní s projektom estakáda ponad Považskú Bystricu prešla technológia extradosoých káblov viacerými zmenami. Najvýraznejšie sa zmena dotkla najmä detailu prechodu káblov v mieste pylónu. Konvenčné riešenie uvažovalo s prechodom lán cez chráničku v pylóne. Tieto láná museli byť zbavené PE vonkajšieho obalu a následne chránené cementovou maltou.

Z hľadiska návrhu konštrukcie, pôvodné riešenie limituje projektanta k použitiu symetrického počtu lán, prípadne nie je jasná skutočná efektívna dĺžka kábla v mieste kotvenia v časti oblúku. Laná mali vzhľadom na svoje usporiadanie v priečnom reze rôznu osovú silu, a teda v závislosti od polomeru zakrivenia aj rôznu veľkosť priečného prítlaku v mieste zakrivenia. Ďalším dôležitým kritériom je presné stanovenie koeficientu trenia. Ako vyplýva z odporúčania *fib* bulletin 30, koeficient trenia pre konkrétny návrh by mal byť testovaný v laboratórnych podmienkach. Toto kritérium je teda prakticky veľmi ťažko splniteľné vzhľadom na náklady s tým spojené. Konvenčné riešenie prechodu lán cez pylón sa rovnako neodporúča v miestach so zvýšenou seizmickou aktivitou. V neposlednom rade treba poukázať aj na možnosť údržby počas prevádzky. Laná ktoré takto prechádzajú cez pylón a sú zainjektované, nie je možné vizuálne kontrolovať a predikovať tak možné porušenie. Rovnaký problém nastáva v prípade ak je projektantom predpísaná výmena lán počas prevádzky, prípadne opravy kábla po havárii.



Obr. 2: Ukážka z realizácie konvenčných sediel z projektu: estakáda Považská Bystrica budovaná v rámci úseku D1Sverepec – Vrtižer z roku 2010

Naproti tomuto riešeniu sme v prípade Nosickej estakády a mosta SO 201 na stavbe D1 Prešov, západ – Prešov, juh, použili nové riešenie systémom nepriečhodného oceľového profilu DYNA® Link Anchor Box System od nemeckej spoločnosti Dywidag-Systems International GMBH. Oceľový profil neumožňuje prechod kábla cez pylón, no slúži ako krátka konzola, do ktorej je vsadená pasívna kotva kábla. Tento systém teda nepotrebuje žiadnu cementovú injektáž, obr. 4.



Obr. 3: Osadenie prípravkov DYNA® Link Anchor Box (vľavo) a samotná montáž extradosových káblov (vpravo)

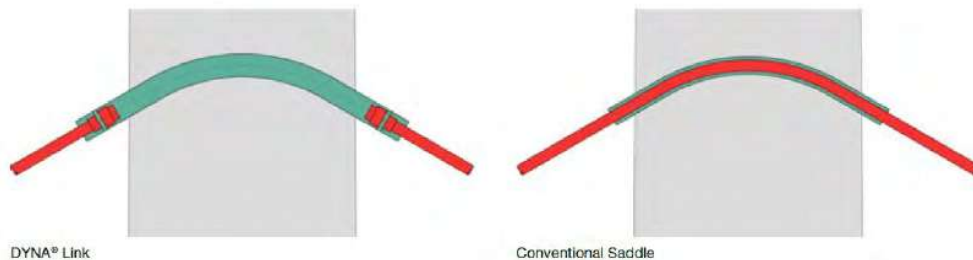
Ak teda odhliadneme od nevýhod konvenčného riešenia v štádiu návrhu, ako bolo popísané vyššie, tento systém odbúrava tieto problémy. Koeficient trenia je exaktne stanovený na základe testov v laboratorných podmienkach výrobcu. Prístup k pasívnej kotve sa dá prispôbiť požiadavkám projektu. Medzi najcennejšie zlepšenia patrí aj možnosť postupného inštalovania káblov, ako vidno na obr. 3, vpravo. Rovnakým spôsobom vie projektant pracovať s modelom v prípade mimoriadnej situácie a jednotlivé laná v kábloch sa dajú kedykoľvek vymeniť, prípadne sa môže upravovať veľkosť sily v kábloch. Obe kotevné oblasti sú zároveň dostupné k rýchlej vizuálnej kontrole.

3 REALIZOVANÉ PROJEKTY

Estakáda Nosice slúži výlučne na železničnú dopravu a skladá sa z 12-tich polí s rozpätiami $39 + 10 \times 51,5 + 37,59$ m. V mieste pilierov sa nachádza dvojica pylónov, ktoré ohraničujú železničný koridor, a cez ktoré prechádzajú extradosové káble.

Charakteristika extradosových káblov:

- dĺžka káblov od 24,28 do 48,47 m;
- 19 lán pre každý kábel;
- celková hmotnosť lán bola 75,81 ton;
- celkový počet aktívnych aj pasívnych kotiev typu DG-P19 na projekte bolo 176 ks;
- celkový počet sediel DYNA® Link Anchor Box bol 44 ks;



Obr. 4: Porovnanie klasických sediel s riešením DYNA® Link Box

Objekt SO 201 na stavbe D1 prešov, západ – Prešov, juh s rozpätiami $27 + 39 \times 4 + 49 + 74 \times 2 + 49 + 45 \times 2 + 30$ m. Práve v mieste polí $74 + 74$ m sa nachádza dvojica nízkych

pylónov v tvare písmena V, pre každý most samostatne. Špecifikum komunikácie je smerový oblúk mosta $R = 900$ m. Hlavnou úlohou bolo navrhnuť a osadiť oceľové sedlá v takto ohraničenej priestorovej úlohe. Každé sedlo bolo teda špecificky posúdené metódou konečných prvkov, a následne podľa prísnych pravidiel osadené a natočené do požadovanej polohy.

Ďalším prvkov predlžujúcim potenciálnu životnosť konštrukcie bolo použitie kotiev pre 31 lán, ozn. ako DG-P31. Z požiadaviek projektanta sa na projekte použilo iba 27 lán pre každý kábel. Z hľadiska prevádzky je ale možné rozšírenie každého kábla o 4 lanové jednotky. Takýmto spôsobom vieme zvýšiť prevádzkovú silu v kábli (tj. 60% GUTS pre extradosové káble) z aktuálnych 3,767 kN na 4,325 kN, bez výraznejšieho zásahu do konštrukcie mosta.

Charakteristika extradosových káblov:

- dĺžka káblov od 29,2 do 45,0 m;
- 27 lán pre každý kábel;
- celková hmotnosť lán bola 34,4 ton;
- celkový počet aktívnych aj pasívnych kotiev typu DG-P31 na projekte bolo 48 ks;
- celkový počet sediel DYNA® Link Anchor Box bol 12 ks;

4 ZÁVERY

Nové technické riešenie detailu sediel je v neposlednom rade výrazným zlepšením aj z hľadiska samotnej realizácie. Dôkazom čoho sú práve spomínané realizované projekty. Prístup a kontrola aktívnej ale aj pasívnej kotvy sa dá vykonať prakticky kedykoľvek. Veľkosť osovej sily v kábloch sa dá počas životnosti upravovať, prípadne jednotlivé káble je možné za presne stanovených podmienok demontovať a nahradiť. Rovnako je tento systém plne kompatibilný s prvkami pre meranie napätia prípadne tlmičov ja redukcii kmitania káblov.

Literatúra

- [1] Fib Bulletin 30: *Acceptance of stay cable systems using prestressing steels*, 2005
- [2] DYWIDAG-System international: *DYWIDAG Multistrand stay cable systems brochure*, 2018
- [2] Ing. Kopčák J.: *Technická správa*, 2018
- [2] Ing. Konečný L.: *Technická správa*, 2017

ESTAKÁDA „PODZÁVOZ“ NA DIAĽNICI D3 ČADCA, BUKOV – SVRČINOVEC

Tatiana Bacíková¹

ABSTRAKT

Estakáda „Podzávoz“ je súčasťou úseku diaľnice D3 Čadca, Bukov – Svrčinovec, ktorý bol uvedený do prevádzky v decembri roku 2020. Most v km 39,600 prevádza diaľnicu D3 intravilánom mesta Čadca ponad elektrifikovanú trať ŽSR, cestu I. triedy, miestne komunikácie a vodné toky. S celkovou dĺžkou ľavého mosta 803,0 m a pravého mosta 832,0 m sa jedná o najdlhší mostný objekt a celkovo o najvýznamnejšie mostné dielo na predmetnom úseku diaľnice D3. Technológia výstavby nosnej konštrukcie bola čiastočne letmá betonáž (komora) a čiastočne betonáž na pevnej skruži (dvojtrám). Príspevok sa zameriava na technické riešenie mostného objektu.

1 ÚVOD

Diaľnica D3 v regióne Kysuce, ktorej súčasťou je predmetný úsek dĺžky 5,673 km Čadca, Bukov – Svrčinovec odľahčil dopravu v meste Čadca, zabezpečil vnútroštátnu prepravu ako aj medzištátne spojenie so susednou Českou republikou a Poľskom. Nová plnoprofilová diaľnica do veľkej miery prechádza mimoriadne komplikovaným terénom a zastavaným územím. Mostný objekt 205-00 Estakáda Podzávoz v km 39,600 D3 (ev. č. D3-064) je situovaný v intraviláne a katastri mesta Čadca, v lokalite Podzávoz. Prevažná časť estakády je umiestnená na území rovinatého charakteru, koncové oblasti sú vsadené do svahovitého terénu. Výška mosta nad terénom je 14,5 m. Územie v mieste mosta je zastavané individuálnou rodinnou výstavou až po väčšie výrobné celky s budovami dielní a skladov. Výstavba mosta si vyžiadala demolácie vybraných existujúcich objektov. V záujmovej oblasti sa vyskytuje veľké množstvo inžinierskych sietí, ktoré si vyžiadali prekládky a výrazne ovplyvnili priebeh realizácie mostného objektu.

Pre výstavbu úseku D3 Čadca, Bukov – Svrčinovec bol vo verejnej súťaži objednávatelom Národná diaľničná spoločnosť, a.s. vybraný zhotoviteľ konzorcium stavebných firiem STRABAG, s. r. o., PORR, s. r. o., a HOCHTIEF CZ, org. zložka Slovensko. Zhotoviteľom mosta 205-00 bola spoločnosť STRABAG, s. r. o. Práve pre medzinárodný význam bol úsek financovaný zo zdrojov EÚ a realizácia sa uskutočňovala zmluvnými podmienkami „žltej knihy FIDIC“. Stavba diaľničného úseku bola zahájená v decembri 2016 a slávnostne uvedená do prevádzky v decembri 2020. Výstavba mosta prebiehala podľa dokumentácie DRS, ktorú spracovala projekčná kancelária Valbek s.r.o., Bratislava.

¹ Ing. Tatiana Bacíková, VALBEK&PRODEX, spol. s r.o., Divízia VALBEK cesty,
Kutuzovova 11, 831 03 Bratislava, tel.: +421 244 643 077, email:
tatiana.bacikova@vpx.sk

2 CHARAKTERISTIKA MOSTNÉHO OBJEKTU

Mostný objekt prevádza štvorpruhovú, smerovo rozdelenú diaľnicu kategórie D24,5/80 cez údolie riek Čierňanka a Čadečanka, ponad cestu I/11, železničnú elektrifikovanú trať ŽSR, miestne komunikácie a poľné cesty. Estakáda je tvorená zo samostatných súbežných mostov (ľavý a pravý most) pre každý dopravný smer diaľnice, voľná šírka na moste 2 x 11,25 m, dĺžka premostenia 753,5 m (LM) a 761,86 m (PM). Výškovo sa most nachádza na začiatku vo vrcholovom oblúku a zvyšok je v priamej s klesaním ku koncu mosta v sklone 0,93%. Smerové vedenie je na začiatku s pravotočivým oblúkom, následne sa prechádza do ľavotočivého oblúka. S ohľadom na smerové vedenie sa pričný sklon na moste niekoľko krát preklápa v rozsahu od -2,5% do 3,0%. Nosná konštrukcia (dvojtrám, komora) je navrhnutá, ako spojený viacpoľový nosník z predpätého monolitického betónu. Rozpätia poľí nosnej konštrukcie pre ľavý most: 33 + 3x44 + 52,3 + 3x74,95 + 52,3 + 5x45 + 36 m a pre pravý most: 33 + 4x40 + 54 + 2x74,95 + 60 + 6x45 + 37 m. Spodná stavba je tvorená krajnými oporami a medziľahlými podperami. Ľavý most má 2 opory a 14 pilierov. Pravý most má 2 opory a 15 pilierov. Založenie mosta je navrhnuté hlbkové.

3 ZAKLADANIE

Inžinierskogeologickým prieskumom bol overený charakter kvartérnych zemín a predkvartérnych paleogénnych hornín. Kvartér je tvorený vrstvami humusovitej hliny na povrchu, navážkami, prevažne ílovitým štrkom (G5/GC) a prípadne štrkom s prímiesou jemnozrnnej zeminy (G3/G-F). Predkvartérne podložie je tvorené paleogénnymi ílovcami extrémne nízkej pevnosti R6 a silne zvetranými ílovcami R5 do hĺbky 9,2-15,0 m. Hlbšie sú ílovce prevažne navetrané (R4) s výskytom pieskovcov strednej až vysokej pevnosti (R3, R2). V mieste stavby estakády Podzávoz sa podľa mapy zosuvov nevyskytujú aktívne zosuvné svahy, ktoré by ovplyvňovali zakladanie mosta. Na základe korózneho prieskumu bolo potrebné na mostnom objekte uskutočniť ochranné opatrenia, pre obmedzenie vplyvu bludných prúdov „stupeň č. 5“. Záujmové územie je zaradené na základe mapy zdrojových oblastí seizmického rizika Slovenska do oblasti 1. Tejto oblasti zodpovedá základne referenčné špičkové seizmické zrýchlenie $ag_R = 0,04g = 0,4 \text{ m.s}^{-2}$. Návrhové zrýchlenie bolo stanovené hodnotou $a_g = 0,052g$.

Založenie krajných opôr a pilierov je hlbkové, pilóty z betónu C25/30 sú priemeru 1180 mm. Pod oporami 1L, 1P, 16L sa zrealizovalo 13 ks pilót a pod oporou 17P je 16 ks pilót. Pod piliermi dvojtrámovej nosnej konštrukcie je 8 ks pilót. Pod piliermi komorovej nosnej konštrukcie sa navrhlo 16 ks pilót. Krídla za krajinou oporou 1L a 1P sú založené plošne na štrkopieskovom vankúši. Pilóty sú opreté do úrovne skalných hornín triedy R3-R2 alebo votknuté v horninách R4. Dĺžka pilót v závislosti od rozhodujúceho zaťaženia a geologického profilu pod piliermi je rôzna od 10 m do 18 m. Pre overenie predpokladov sa na stavbe vykonávali systémové zaťažovacie skúšky pilót. V priebehu realizácie zakladania bolo nevyhnutné optimalizovať návrh zakladania s ohľadom na skutočne dosiahnuté nevratelné skalné horniny vo vyšších polohách.

4 SPODNÁ STAVBA

Krajné masívne opory (1L, 1P, 16L, 17P) zo železobetónu sú tvorené z úložného prahu, drieku, základov a nadväzujúcich pozdĺžnych krídel. Celková výška opôr vrátane základov a záverných múrikov je 8,11 m ~ 11,55 m. Betón krajných opôr je C30/37. Dvojtrámová nosná konštrukcia je uložená na piliere (2L-5L, 10L-15L a 2P-6P, 10P-

16P) s dvojicou stojok v priečnom smere, ktoré majú spoločný základ. Pôdorysný tvar pilierov je osemuholník vpísaný do obdĺžnika s rozmermi 1,5 x 2,2 m. Osová vzdialenosť pilierov v priečnom smere mosta je 6,1 m. Výška jednotlivých pilierov je premenná vzhľadom k členitosti terénu pod mostom 9,84 ~ 13,0 m. Komorová nosná konštrukcia je uložená na piliere (6L-9L a 7P-9P) s dvojicou stojok v pozdĺžnom smere, ktoré majú spoločný základ. Pôdorysný tvar stojok pilierov je obdĺžnik s rozmermi 7,4 x 0,9 m. Osová vzdialenosť stojok pilierov v pozdĺžnom smere mosta je 3,7 m. Výška jednotlivých pilierov je premenná 11,55 ~ 13,80 m. Pre piliere je použitý betón C30/37, v okolí ciest s ostrekom solí je navrhnutý betón C35/45. V mieste komorovej konštrukcie sú piliere rámovo spojené s nosnou konštrukciou, dvojtrámová konštrukcia je uložená na spodnú stavbu pomocou dvojice hrncových ložísk.

5 NOSNÁ KONŠTRUKCIA

Nosná konštrukcia ľavého mosta z predpätého monolitického betónu o 15-tich poliach tvorí jeden dilatačný celok dĺ. 757,45 m. Obdobne aj pravý most o 16-tich poliach tvorí jeden dilatačný celok dĺ. 765,9 m. Šírka nosnej konštrukcie je konštantná pre oba mosty 13,4 m. Na začiatku mosta medzi piliermi 1L-5L (178,3 m), 1P-6P (208,0 m) a v koncovej oblasti mosta 10L-16L (274,3 m), 10P-17P (328,0 m) sa budovala dvojtrámová konštrukcia, technológiou betonáže na pevnej skruži. Uprostred mosta nad piliermi 6L, 7L, 8L, 9L (304,85 m) a 7P, 8P, 9P (229,9 m) je komorová konštrukcia, budovaná technológiou letmej betonáže. Pre predopnutie konštrukcie bol použitý systém dodávateľa VSL SYSTÉMY /CZ/, predpínacie káble so súdržnosťou. Použité sú 19-lanové, resp. 15-lanové predpínacie jednotky z lán Ø15,7 mm z ocele St 1640/1860. Betón je navrhnutý triedy C35/45, betonárska výstuž z materiálu B500B.

5.1 Dvojtrámová konštrukcia

V priečnom smere je NK ľavého ako aj pravého mosta tvorená dvomi trámami konštantnej výšky 2,5 m, s mierne šikmými stenami, so šírkou trámu pri spodnom povrchu 1200 mm. Trámy sú spojené hornou doskou hrúbky od 370 mm vo votknutí po 280 mm v strede dosky. Na trámy nadväzujú konzoly s vyložením 3,15 m (vonkajšia strana mosta) a 2,85 m (v SDP). Ich hrúbka vo votknutí do trámov je 450 mm, na konci 250 mm. Vzdialenosť trámov v priečnom smere je konštantná 6,1 m. Na koncoch nosnej konštrukcie (nad krajnými oporami) sú koncové priečniky medzi trámami šírky 2,0 m konštantnej výšky 1,85 m. Nad piliermi priečniky nie sú navrhnuté. V oblasti medzi piliermi 5L-6L, 6P-7P a 9L-10L, 9P-10P dochádza k plynulému nábehu prierezu komory na dvojtrám nosnej konštrukcie (vytratením spodnej dosky komory a rozšírením stien komory na trámy). Predopnutie dvojtrámovej konštrukcie je navrhnuté zdvíhanými 19-lanovými káblami 8 ks v každom tráme (celkom v priereze 16 káblov). V pracovných škárach medzi jednotlivými betonážnymi dielmi sa kotvilo (spojkovalo) vždy 50% káblov a 50% plynule prechádzalo do ďalšej etapy.

5.2 Komorová konštrukcia

Priečny rez nosnej konštrukcie oboch mostov je jednokomorový; výška prierezu je premenná 2,5 m v strede rozpätia a smerom nad piliere sa nábehom zväčšuje na 4,5 m; šírka komory (dolnej dosky) 7,4 m je konštantná po celej dĺžke. Steny komory sú zvislé, ich hrúbka je 0,5 m v poli a 0,8 m nad piliermi. Hrúbka dolnej dosky je v poli

0,45 m a nad piliermi 0,7 m. Nadväzujúce konzoly majú vyloženie a hrúbku rovnakú ako prierez dvojtrámu. Nad piliermi je vytvorený prierez nadpodperového priečnika. Komorová konštrukcia je po dĺžke rozdelená na jednotlivé vahadlá letmej betonáže ($4\text{LM}+3\text{PM}=7\text{ks}$) s dĺžkou 70,0 m (bez spojovacích lamíel). Každé vahadlo je tvorené zárodkom dĺžky 15,5 m a obojstrannými lamelami dĺžky smerom od zárodka symetricky na oboch stranách 3,25 m + 4,0 m + 4x5,0 m. Spojovacie (uzavieracie) lamely vahadiel vychádzajú dĺžky cca 5,0 m. Komorová konštrukcia bola počas letmej betonáže štádiovito napínaná vahadlovými 15-lanovými káblami, ktoré sú vedené priamo v hornej doske a kotvené postupne na konci jednotlivých lamíel. Po zmonolitnení vahadiel letmej betonáže so susednými poliami sa napli zdvíhané 19-lanové káble spojitosti vedené v stenách a dolné 19-lanové káble vedené v poliach v spodnej doske komory.

6 STATICKÁ ANALÝZA

Statická analýza mosta bola vykonaná metódou konečných prvkov v programe MIDAS Civil na výpočtovom modeli, ktorý presne rešpektuje a zohľadňuje všetky postupy a vplyvy na finálne pôsobenie a fungovanie konštrukcie mosta. Zohľadnený bol skutočný postup výstavby, aplikácia zaťaženia, postupné predpínanie mosta, zmena okrajových podmienok s ohľadom na uloženie konštrukcie a časové straty predpätia. Výsledkom je tak presná predikcia vývoja namáhania a deformácie konštrukcie v jednotlivých stavebných štádiách a počas celej projektovanej životnosti mosta. Vzhľadom k odlišnej geometrii a rozdielnym okrajovým podmienkam výstavby bolo nutné riešiť separátne ľavý a pravý most.

Výpočtový model pre globálnu analýzu bol vytvorený pomocou prútových prvkov. Prvky modelujúce časti nosnej konštrukcie boli v oblasti podpíer spojené s prvkami modelujúcimi piliere a opory väzbami, ktoré rešpektujú podmienky uloženia nosnej konštrukcie s ohľadom na navrhnutý systém ložísk. Prvky modelu spodnej stavby boli cez prvky nahradzujúce základy spojené s modelovými prvkami nahradzujúcimi pilóty. U týchto prvkov boli zohľadnené pomocou pružín rozdielne pretvárne vlastnosti jednotlivých vrstiev podložia podľa IGP. Týmto spôsobom bolo zohľadnené skutočné reálne chovanie konštrukcie a podrobne vystihnutá interakcia medzi mostnou konštrukciou a podložíom.

Vytvorený bol tiež model rešpektujúci skutočnú geometriu mosta – pôdorysné zakrivenie. Na tomto modeli boli sledované účinky krútenia a samotný vplyv zakrivenia mosta. Ďalej bol vytvorený aj priestorový dosko-stenový model pre analýzu vplyvu šmykového ochabnutia a priečného roznosu. Na tomto modeli bol uskutočnený návrh výstuže v priečnom smere mostnej konštrukcie.

Analyzovaný bol vplyv všetkých prípustných zaťažení na konštrukciu – stále zaťaženie, zaťaženie dopravou (model LM1, LM2 a LM3), vplyv nerovnomerného sadania podpíer, zaťaženie teplotou, zaťaženie vetrom, náraz vozidiel do pilierov, technologické a montážne zaťaženie počas realizácie mosta, seizmické zaťaženie, vplyv rozopretia vahadiel a iné. Všetky časti mosta boli posúdené v rozhodujúcich fázach fungovania a vo všetkých štádiách výstavby pre definíciu nadvýšenia a úpravy geometrie pri realizácii.

Nezávislý statický a dynamický výpočet bol overený na sústave modelov vo výpočtovom programe SCIA Engineer.

7 MOSTNÉ PRÍSLUŠENSTVO

Mostný zvršok tvoria celomonolitické rímsy, do ktorých je v strednom deliacom páse osadené oceľové zábradľové zvodidlo s úrovňou zachytenia H2. Na vonkajších chodníkových rímсах je zábradľové zvodidlo s úrovňou zachytenia H3 a po okrajoch protihlukové steny výšky 4,0 m. Na moste je dvojvrstvová asfaltová vozovka s celkovou hrúbkou 90 mm. Voda z mosta je odvedená mostnými odvodňovačmi, ktoré sú zaústené do zberného pozdĺžneho potrubia a ďalej v prechodových oblastiach mosta je potrubie zvedené do kanalizácie diaľnice. Pre vyrovnanie dilatačných rozdielov sú osadené mostné závery schopné preniesť celkový posun 485 mm (opora 1L a 1P) a 650 mm (opora 16L a 17P). Komory nosných konštrukcií sú vybavené osvetlením a pozdĺž mosta je vedenie inžinierskych sietí diaľnice.

S ohľadom na ochranu proti účinkom bludných prúdov sú navrhnuté riešenia, aby sa redukoval bludný prúd vstupujúci do mostnej konštrukcie a cez vykonané opatrenia prechádzal spodnou stavbou a nosnou konštrukciou riadene, tzn. vodičmi prvej triedy a tak, aby pokiaľ možno nedochádzalo k výstupu bludného prúdu z vodičových častí (výstuže) do betónu v prúdových hustotách poškodzujúcich výstuž. Z týchto dôvodov je u železobetónových častí (pilóty, základy, piliere, nosná konštrukcia, rímsy) navrhnuté pospojovanie výstuže vhodným zvarovaním. Ďalej sú navrhnuté vývody z výstuže v spodnej a hornej konštrukcii pre meranie vplyvu bludných prúdov a požiadavky na príslušenstvo mosta.

8 VÝSTAVBA ESTAKÁDY

„Estakáda Podzávoz“ bola z pohľadu výstavby náročná v tom, že sa realizovala v intraviláne mesta v bezprostrednej blízkosti rodinných domov, súkromných parciel, a z tohto dôvodu bol v niektorých miestach k dispozícii na manipuláciu len trvalý záber stavby. Most križuje frekventovanú elektrifikovanú železničnú trať, cestu I. triedy, miestne komunikácie a vodné toky a každé z týchto prekvenutí si vyžadoval osobitný prístup pri projektovaní samotnej mostnej konštrukcie, návrhu podpernej skruže, technológie letmej betonáže a debnenia. Komplikácie, nielen pre samotné projektovanie, ale aj pre možnosť dlhodobého plánovania nasadenia technológií, mechanizmov, pracovníkov, spôsobili súvisiace objekty hlavne inžinierske siete, ktorých prekládka a realizácia sa operatívne riešili počas výstavby a nekorešpondujú s rýchlosťou a postupom realizácie mosta. Zároveň sa pracovalo za sťažených podmienok v ochranných pásmach VVN, ŽSR, pri ceste I. triedy s veľkou intenzitou dopravy. S ohľadom na plánovanie celej stavby sa vyskytovali uzlové body, v ktorých dochádzalo k stretu viacerých stavebných objektov a prekládok inžinierskych sietí, kde bolo potrebné presne dodržať plán organizácie a harmonogram výstavby. V prípade, ak by sa niečo nezrealizovalo podľa harmonogramu, mohlo to spôsobiť niekoľko mesačné zdržanie ďalších stavebných prác, zvýšenie celkových nákladov výstavby. Najvýraznejšie zdržanie a komplikácie pre zhotoviteľa spôsobila zvýšená hladina a povodňový stav na rieke Čierňanka počas betonáže pravej nosnej konštrukcie.

8.1 Betonáž na pevnej skruži

Betonáž na pevnej skruži začínala betonážnymi dielmi od pilierov 5L, 6P a 10L, 10P smerom ku krajným oporám 1L, 1P a 16L, 17P. Dĺžka betonážnych dielov bola od 28,0 m po 74,0 m. Počas výstavby sa nosná konštrukcia na pilieroch 5L, 6P a 10L, 10P

dočasne fixovala do doby, kým nedošlo k zmonolitneniu s komorovou nosnou konštrukciou. Podpernú skruž dodávala spoločnosť SAFE Slovakia s.r.o. a debnenie ULMA Construction SK, s.r.o.

8.2 Letmá betonáž

Výstavba komorovej nosnej konštrukcie sa začala na ľavom moste čomu sa prispôsobila dočasná poloha trakčných vedení ŽSR. Letmá betonáž ďalej postupovala vahadlami 8L, 9L, 7L a 6L. Po preložení trakčných vedení ŽSR do polohy pre výstavbu pravej konštrukcie sa pokračovalo vahadlami 8P, 7P a 9P. Zmonolitnenie škáry medzi vahadlami predchádzalo ich rozopretie pomocou hydraulických lisov pre elimináciu negatívnych vodorovných účinkov od dotvarovania a zmrašťovania nosnej konštrukcie na steny rámových stojok. Letmá betonáž sa realizovala s nasadením dvoch párov betonážnych vozíkov. Hmotnosť samotného betonážneho vozíka bola 60 t a dreveného debnenia 20 t; hmotnosť lamiel 91 t až 125 t. Betonážne vozíky vrátane debnenia dodávala spoločnosť ULMA Construction SK, s.r.o.

9 MODEL BIM

V rámci projekčnej činnosti sa okrem zmluvných náležitostí projektant v spolupráci so zhotoviteľom venoval spracovaniu BIM modelu. Model estakády sa vytváral na základe aktuálne realizovaných prvkov mostnej konštrukcie s doplnením o niektoré súvisiace objekty inžinierske siete a pod. Celý model v 3D bol dopracovaný do rozhrania 5D a obsahuje všetky dostupné informácie a vlastnosti o jednotlivých komponentoch mosta.

10 ZÁVER

Zmluvná cena 832 m dlhého mostného objektu predstavovala 25,332 mil. € EUR bez DPH. Výstavba estakády začala v júli 2017 zakladaním dvojtrámových pilierov, most sa realizoval viac než 3 roky. Pred uvedením do prevádzky bola na moste úspešne uskutočnená statická zaťažovacia skúška, ktorá potvrdila predpoklady projektu a správnosť celého návrhu.

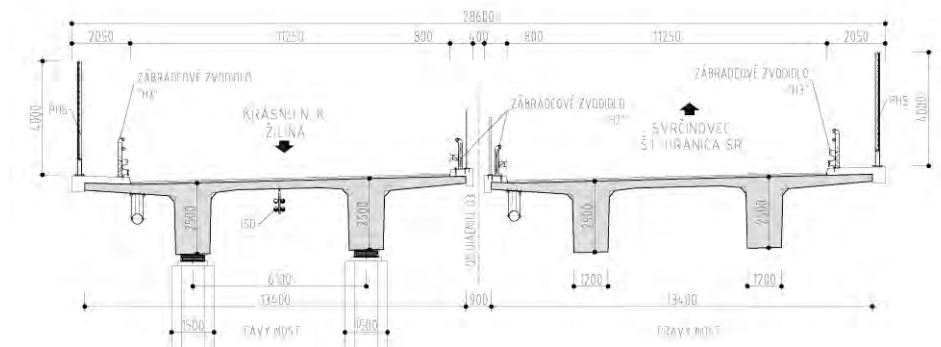
Stavba v intraviláne mesta bola pre projektanta ako aj zhotoviteľa veľkou výzvou. Všetkým účastníkom stavby sa vyplatila detailná príprava všetkých pracovných postupov pred vlastnou realizáciou. No aj pri najlepšej príprave sa vyskytli situácie, kedy bolo nevyhnutné promptne reagovať a upraviť technické a technologické riešenie.

Dôkazom úspešnej spolupráce všetkých, ktorí sa podieľali na výstavbe je úspešná realizácia estakády a nového úseku diaľnice D3, ktorý významne zlepšil dopravnú situáciu v lokalite mesta Čadca a vytvoril komfortné spojenie medzi Slovenskom a susedným Poľskom a Českom.

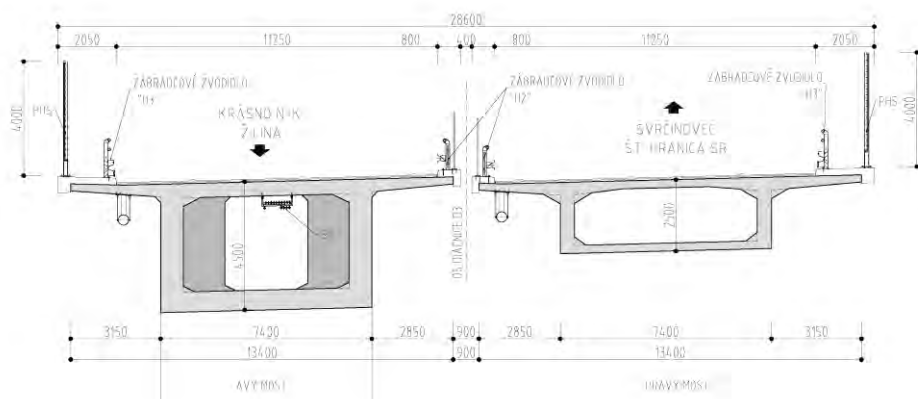
Literatúra

- [1] Dokumentácia DRS : Valbek s.r.o. 2017, 2018

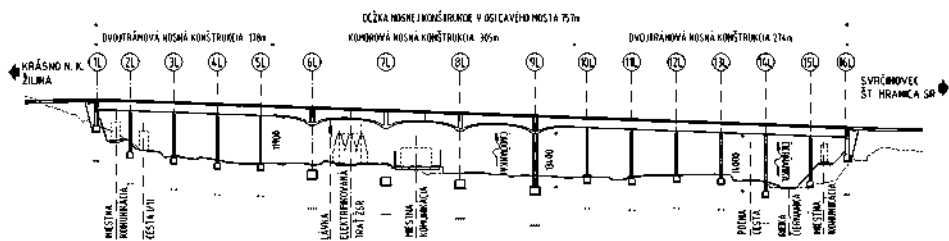
11 OBRÁZKOVÉ PRÍLOHY



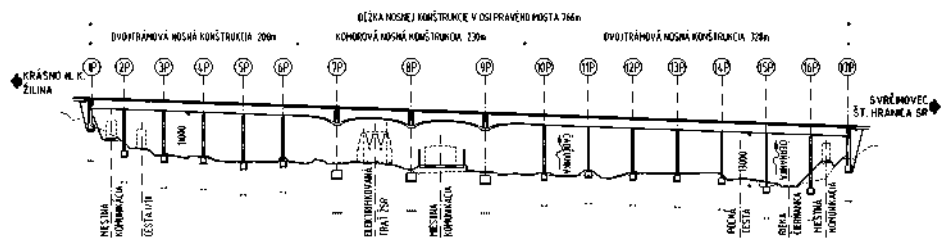
Obr. 1 Vzorový priečný rez dvojtrámovou nosnou konštrukciou



Obr. 2 Vzorový priečný rez komorovou nosnou konštrukciou



Obr. 3 Pozdĺžny rez ľavým mostom



Obr. 4 Pozdĺžny rez pravým mostom



Obr. 5 Pohľad na výstavbu dvojtrámovej konštrukcie



Obr. 6 Pohľad na výstavbu komorovej konštrukcie



Obr. 7 Pohľad na dokončený most

DÁLNIČNÍ MOST PŘES POTOK LIKAVKA U ROŽUMBERKU

Libor Hrdina¹ – Petr Kocourek² – Jiří Stráský³ – Petr Novotný⁴ – Richard Půček⁵

ABSTRAKT

Dálniční most celkové délky 394 m má 10 polí s rozpětími od 32 do 41 m je tvořen dvěma souběžnými mosty komorového průřezu. Na oba mosty jsou napojeny půdorysně zakřivené rampy délek 39,5 a 117,5 m. Hlavní mosty byly betonovány na posuvné skruži, po jejich zhotovení byly k mostům dodatečně připojeny rampy betonované na pevné skruži. Příspěvek diskutuje konstrukční řešení zejména s ohledem na řešení dodatečně připojených ramp.

1 ÚVOD

Severně od Ružomberku dálnice D1 křížuje šikmo silnici I/59 spojující Ružomberok s Dolným Kubíнем, potok Likavka a místní komunikaci vedoucí ke zřícenině hradu Likavka – Obr. 1 a 2. Protože dálnice je vedena až ve výšce 25 m nad terénem, přemostění vyžaduje most celkové délky 394 m. Pro napojení na silnici I/59 bylo nutné navrhnout most s připojujícími rampami.

2 ARCHITEKTONICKÉ A KONSTRUKČNÍ USPOŘÁDÁNÍ



Obr. 1 – Most přes potok Likavka

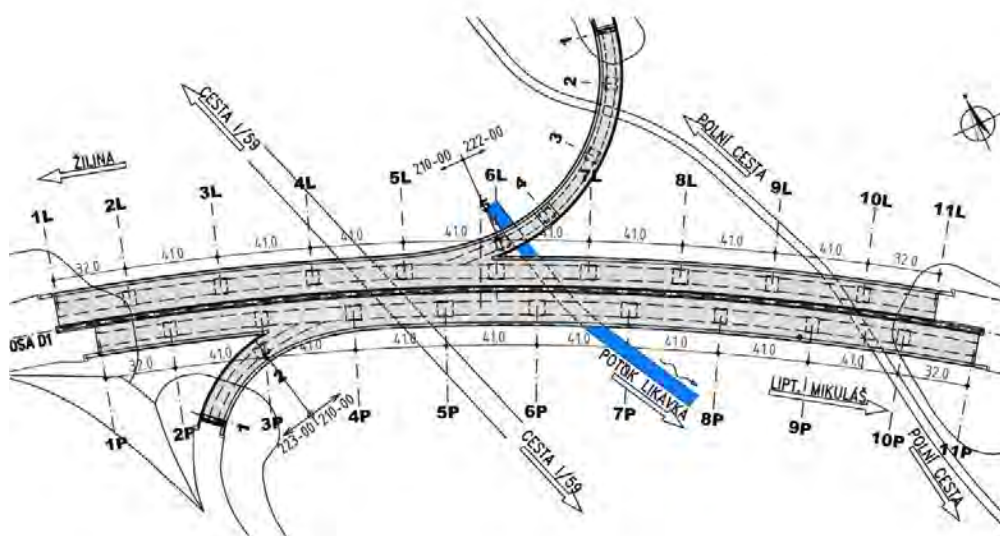
¹ Ing. Libor Hrdina, Stráský, Hustý a partneři s.r.o., Bohunická 50, 619 00 Brno, Česká republika, tel.: +420 547 101 819, e-mail: l.hrdina@shp.eu

² Ing. Petr Kocourek Ph.D., Stráský, Hustý a partneři s.r.o., Bohunická 50, 619 00 Brno, Česká republika, tel.: +420 547 101 859, e-mail: p.kocourek@shp.eu

³ Prof. Ing. Jiří Stráský DSc., Stráský, Hustý a partneři s.r.o., Bohunická 50, 619 00 Brno, Česká republika, tel.: +420 547 101 882, e-mail: j.strasky@shp.eu

⁴ Ing., OHLA ŽS a.s., Brno, tel.: +420 602 758 478, e-mail: novotnyp@ohla-zs.cz

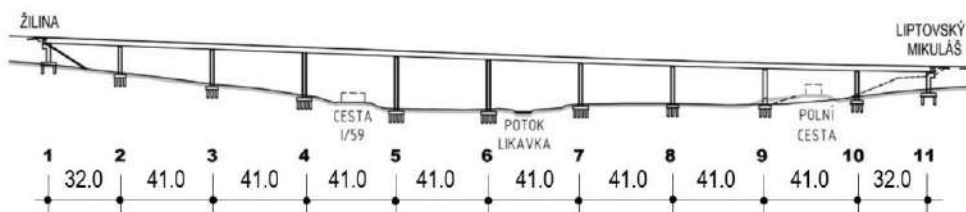
⁵ Ing., VÁHOSTAV-SK, a.s., Žilina, tel.: +421 415 171 611, e-mail: Richard_Pucek@vahostav-sk.sk



Obr. 2 – Půdorys mostu

Osa dálnice je prostorově zakřivená, minimální půdorysný oblouk má poloměr 1 150 m; údolnicový zakružovací oblouk má minimální poloměr 7 500 m a maximální podélný spád 3,75%. Minimální půdorysný oblouk ramp má poloměry 83,5 a 60,0 m.

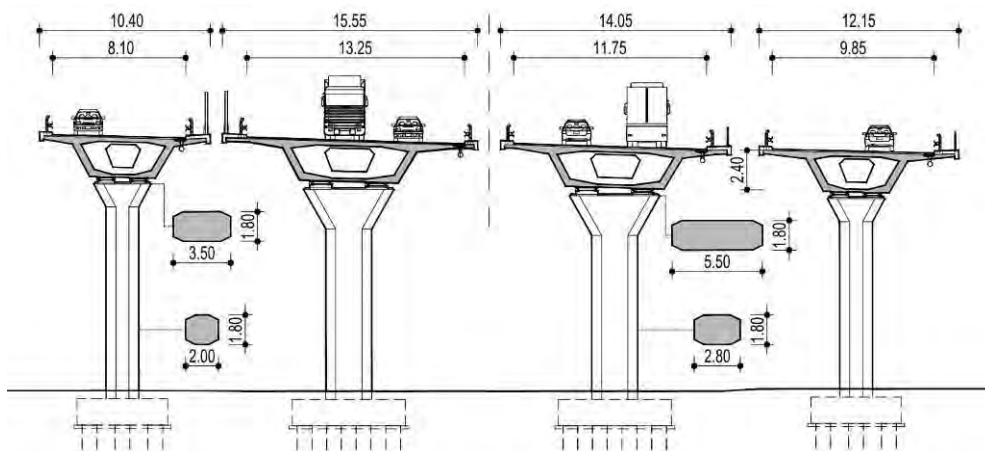
Přemostění je tvořeno dvěma souběžnými mosty, které jsou s ohledem na šikmé křížení vzájemně posunuty – Obr. 2, 3. Protože na oba mosty jsou napojeny rampy, mají mosty proměnnou šířku od 14,05 m do 15,55 m – Obr. 4. Dálniční most má deset polí s rozpětími je 32 + 8x41 + 32 m; rampu napojující se na pravý most tvoří jednopolová konstrukce mostu s rozpětím 38 m, rampa napojující se na levý most má čtyři pole s rozpětími 24 + 2x34 + 24 m. Nosnou konstrukci dálničního mostu i ramp tvoří podobné jednokomorové nosníky šířek 9,90 a 11,65 m a výšky 2,40 m.



Obr. 3 – Podélný řez

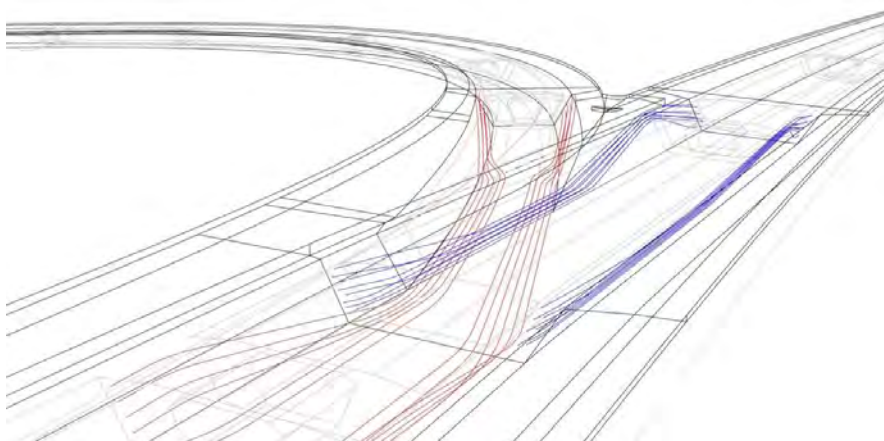
Projekt pro zadání stavby předpokládal, že rampy budou tvořeny samostatnými mosty s dilatačními spárami situovanými mezi hlavními mosty a rampami. Pro realizaci však byl přijat alternativní návrh, ve kterém obě rampy spojitě navazují na hlavní mosty. Odstranily se tak na údržbu náročné dilatační závěry a zjednodušila se spodní stavba. Dále bylo dohodnuto, že hlavní mosty budou betonovány postupně, po polích s převislou konzolou, do bednění podporovaném spodní výsuvnou skruží, a že rampy budou betonovány po dokončení hlavního mostu do bednění podpíraném pevnou skruží. Bylo tedy zřejmé, že bylo

nutno najít řešení, ve kterém vzájemné napojení mostovky hlavních mostů a ramp minimálně ovlivní uspořádání hlavního mostu, a tak umožní jednoduchou betonáž mostovky na výsuvné skruži.



Obr. 4 – Příčný řez hlavním mostem a rampami

Komorové nosníky hlavního mostu mají konstantní tvar komory, proměnná šířka mostů je docílena rozdílným vyložení vnějších konzol. Šířka spodní desky nosníku hlavních mostů je 6,00 m, šířka spodní desky nosníku ramp je 4,00 m. Komorový nosník hlavního mostu i ramp je nad všemi podpěrami ztužen příčnicí, které zajišťují torzní tuhost konstrukce a které přenášejí zatížení ze stěn do podpěr. Stěny nosníku ramp jsou napojeny jen na vnější stěnu nosníku hlavního mostu. Aby nedošlo k přemáhání vnějších stěn nosníku a k deformaci příčného řezu, bylo uspořádání předpínacích kabelů navrženo tak, aby radiální síly od kabelů ramp vyrovnaly zatížení stálé.



Obr. 5 – Uspořádání předpínacích kabelů

Hlavní mosty jsou předepnuty kabely klasického uspořádání mostů betonovaných po polích. 2x2x4 kabely tvořené 12-0.6“ lany jsou vedeny ve stěnách a 2x2 kabely z 12-0.6“ lany

v horní desce; ve spárách mezi postupně betonovanými poli je spojována jen polovina kabelů. Kabely ramp mají podobné uspořádání. V místě napojení na hlavní mosty jsou



Obr. 6 – Detail napojení stěn

kabely svedeny do dolní desky, kde přechází do zesílené spodní desky hlavních mostů - Obr. 5. Odtud je polovina převedena do jejich stěn. Kabely jsou kotveny v podporových příčnicích. V místě napojení stěn a spodních desek byly vytvořeny smykové ozuby. Pro přenesení smyku jsou stěny předepnuty předpínacími tyčemi - Obr. 6

Na všech pilířích a koncových opěrách jsou komorové nosníky uloženy na dvojicích vrubových kloubů nebo hrncových ložisek. Vrubové klouby jsou na podpěrách 5L+6L+7L+8L a 2P+3P+4P. Ložiska hlavních mostů a krajních opěr ramp jsou uspořádány tangenciálně, přitom jedno ložisko je vždy podélně posuvné a druhé je všesměrné. Ložiska situovaná na vnitřních podpěrách ramp jsou všesměrně posuvná.

Pilíře hlavních mostů jsou tvořeny štíhlými železobetonovými sloupy osmiúhelníkového průřezu s hlavicemi pro uložení komorových nosníků. Jejich tloušťka je 1,80 m, šířka je 2,80 m. Pilíře ramp mají podobný tvar, jsou však užší – jejich šířka je 2,00 m. Pilíře i krajní opěry jsou založeny na vrtaných pilotách průměru 900 mm délek 9 až 21 m.

3 STATICKÁ A DYNAMICKÁ ANALÝZA

Konstrukční řešení bylo vyvinuto na základě velmi detailní statické a dynamické analýzy. Konstrukce byla analyzována programovým systémem MIDAS. Most byl modelován jako 3D konstrukce sestavená z nosíkových prvků a jako 3D konstrukce sestavená z deskostěnových a prostorových prvků. Detailní časově závislá analýza postupně betonovaných konstrukcí byla také provedena. Velká pozornost byla věnována určení

nadvýšení mostovky. Příhradová analogie byla užita pro kontrolu důležitých detailů. Stabilita štíhlých pilířů byla také pečlivě ověřena.

4. STAVBA MOSTU

Jak již bylo uvedeno, hlavní mosty byly betonovány postupně, po polích s převislou konzolou, do bednění podporovaném spodní výsuvnou skruží – Obr. 7. Nejdříve byl ve směru do Žiliny postaven pravý most, po otočení skruže byl v opačném směru postaven levý most. Protože výsuvná skruž byla použita i pro betonáž prvního a posledního pole, bylo nutno vybetonovat opěry postupně – nejdříve se provedla střední část podpírající nosník, po dokončení nosníku byla navázána betonářská výztuž opěr a byly vybetonovány krajní části a křídla opěr.



Obr. 7 – Postupná betonáž polí hlavního mostu

Při betonáži polí, ve kterých na hlavní mosty navazují rampy, bylo upraveno bednění vnitřní komory, byly připraveny kabelové kanálky a kapsy pro osazení předpínacích tyčí, ve vnějších stěnách byly vytvořeny smykové ozuby a byly osazeny spojky betonářské výztuže. Při betonáži pole byla s ohledem na plynulé napojení horní desky ramp vynechána část vnějších konzol hlavního mostu. Po dokončení hlavního mostu byly postupně, po polích, vybetonovány a předepnuty rampy – Obr. 8. Stavba mostu byla zahájena v prosinci 2014, bohužel, po postavení hlavního mostu byla stavba přerušena. Nyní se dokončuje stavba ramp.

5. ZÁVĚR

Alternativní návrh, ve kterém rampy křižovatky spojitě navazují na hlavní mosty, odstranil na údržbu náročné dilatační závěry a zjednodušil spodní stavbu. Vhodnou úpravou napojení mostovky hlavních mostů a ramp bylo možné plně využít výhod postupné výstavby konstrukce na výsuvné skruži. Spojité napojení ramp umožnilo navrhnout konstrukčně čistou, transparentní a estetickou konstrukci, jejíž měřítko odpovídá krásnému prostředí slovenských hor.



Obr. 8 – Postupná betonáž polí ramp

Zúčastnění:

Investor:

Projekt mostu:

Generální zhotovitel:

Podzhotovitelé mostu:

Výsuvná skruž:

Národná diaľničná spoločnosť, a.s., Bratislava

Stráský, Hustý a partneři s.r.o., Brno

Združenie Čebrať – OHLA ŽS a.s., Brno a VÁHOSTAV-SK a.s., Bratislava

Doprastav Export s.r.o., rampy VÁHOSTAV-SK a.s., Bratislava

Skanska a.s.



Obr. 8- Postupná betonáž polí ramp

LÁVKY PRE PEŠÍCH V TOPOĽČANOCH A V SENICI

Peter Paulík¹ – Andrej Prítula² – Katarína Gajdošová³ – Peter Havlíček⁴ – Daniel Hanusz⁵

ABSTRAKT

Článok sa venuje lávkam pre peších, ktoré boli postavené v rokoch 2020 až 2022. Obe lávky sú inovatívne vo svojej kategórii. Lávka pre peších v Topoľčanoch je prvou extradossed lávkou pre peších na Slovensku a lávka v Senici je prvým mostom na Slovensku v rámci ktorého sa využila GFRP výstuž v rámci nosnej konštrukcie. Okrem technických inovácií sa pri oboch lávkach venovala pozornosť detailom, ktoré nevyžadujú takmer žiadnu údržbu a mali by zaručiť dlhú životnosť konštrukcie. Pri návrhu sa venovala veľká pozornosť aj architektonickej časti ako sú výber tvaru zábradlia, farieb a osvetlenia.

1 LÁVKA V TOPOĽČANOCH

Koncepcný návrh vychádzal z požiadavky pre premostenie rieky Nitra pri Topoľčanoch s nasledovnými danými a zvažovanými okrajovými podmienkami:

- Lávka nesmie ovplyvniť prietoknú kapacitu koryta pri 100 ročných prietokoch
- Minimalizovať násypy za oporami, tak, aby boli dodržané maximálne prípustné pozdĺžne sklony pre cyklotrasu
- Navrhnuť lávku s minimálnymi požiadavkami na jej údržbu
- Vytvoriť architektonicky zaujímavú konštrukciu pre dané okolité prostredie

Prvotná požiadavka bola tiež preklenúť celé koryto vrátane inundačného územia bez medzilahlých podpier, čo by ale vyústilo k rozpätiu lávky takmer 100 metrov. Takáto požiadavka bola však neopodstatnená, keďže výstavba dvoch subtilných pilierov v inundačnom území, v kombinácii so spevnenou plochou v pod mostom v tejto časti, neovplyvňuje vzdušnú hladinu rieky. Táto skutočnosť bola preukázaná aj hydrotechnickým výpočtom. Zmenšenie maximálneho rozpätia na 38 metrov tak výrazne prispelo k zjednodušeniu konštrukcie ako aj jej výstavby. Pre 38-metrové rozpätia je stále možné použiť pri výstavbe pevnú skruž a je teda možné geometriu mosta plne prispôsobiť statickým požiadavkám v konečnom štádiu užívania konštrukcie. Je tiež možné vylúčiť pracovné škáry v pozdĺžnom smere, ktoré bývajú často zdrojom konštrukčných komplikácií.

V rámci návrhu hornej stavby, vzhľadom na požiadavku minimalizovania násypov za oporami, bolo potrebné navrhnuť čo možno najsubtilnejšiu konštrukciu. V kombinácii

¹ doc. Ing. PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: (02)59274-550, e-mail: peter.paulik@stuba.sk

² Ing. PhD., CS&B, s.r.o., e-mail: andrej.pritula@gmail.com

³ doc. Ing. PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: (02)59274-550, e-mail: katarina.gajdosova@stuba.sk

⁴ Ing. PhD., ProPonti s.r.o., e-mail: havlicek@proponti.sk

⁵ Ing., YAMAN architekti s.r.o., e-mail: office@ymn.sk

s požiadavkou na minimálnu nutnú údržbu sa ako najoptimálnejší variant už od začiatku projekcie javil predpätý most s využitím externe vedeného predpätia (extradossed).



Obr. 1 Pohľad na lávku pre peších v Topolčanoch

Pre externé predpätie sa v realizačnej fáze zvolili tyčové závesy kotvené do ocelových prvkov, ktoré prenášajú silu zo závesu k spodnému povrchu mostovky. Tieto kotevné tyčové prvky sú po dĺžke separované od betónu tak, aby prenos sily sa realizoval výhradne cez kotevnú platňu pri spodnom povrchu, čím sa tyčové závesy stávajú účinnejšími. V hornej časti kotevného prvku je medzera medzi oceľou a betónom vyplnená trvalo pružnou zálievkou.



Obr. 2 Pohľad na ocelové prvky do ktorých sa následne kotvia tyčové závesy

Pre minimalizovanie možného zatekania kotevného prvku tyčového závesu, bol navrhnutý v strede mostovky vyvýšený betónový pás, ktorý sa zároveň využil aj pre vedenie elektrických káblov osvetlenia, ako aj na osadenie osvetľovacieho LED pásu. Tyčové závesy sú kotvené do ocelej hlavice pylóna, ktorá je spriahnutá s betónovou časťou. V hornej časti je oceľová hlavica zúžená a vyčnieva nad betónovú časť, pričom jej funkcia je v tejto časti čisto architektonická – nesie erb mesta Topolčany.

Priečny rez lávky pre peších tvorí dosková konštrukcia s rebrovaním v miestach konzol, ktoré dotvára architektúru diela pri bočnom a spodnom pohľade na lávku.



Obr. 3 Pohľad na lávku pre peších v Topoľčanoch spod mosta

Odvodnenie lávky je tvorené pozdĺžnym a priečnym sklonom s bez-údržbovými pozinkovanými odvodňovačmi s okapovým nosom. Uloženie lávky na pilieroch je riešené formou vrubových kĺbov, ktoré nevyžadujú žiadnu údržbu. Uloženie lávky na oporách je riešené formou elastomérnych posuvných ložísk.

Lávka pre peších je založená na ihlanových baraných pilotách, pričom opory sú založené na 6 ks pilót dĺžky 6 metrov a piliere na 10 ks pilót dl. 6 metrov. Rozmer ihlanových pilót je 0,5m x 0,5 m v hornej časti a 0,12m x 0,12 m v spodnej časti. Zmena zakladania sa robila až v realizačnej fáze, pričom pôvodný návrh uvažoval zakladanie pilierov na 6 ks vŕtaných pilót priemeru 0,9m dĺžky až 17,5 m. Vozovku tvorí priamo-pochôdzne izolačné súvrstvie.

Pri návrhu lávky sa veľká pozornosť venovala aj návrhu zábradlia a spôsobu osvetlenia. Zábradlie je tvorené oceľovými prvkami v tvare trojuholníka so spojmi na báze skrutka-gumová vložka. Takéto riešenie umožňuje jednoduchú montáž aj na lávku s pomerne výrazne zakrivenou niveletou s pomerne veľkými toleranciami pre prípadné výrobné imperfekcie.

Osvetlenie malo za úlohu vytvoriť zaujímavý architektonický efekt, čo sa dosiahlo osadením LED pásu do stredového pruhu, ktorý osvetľuje mostovku a protiľahlé zábradlie. Nasvietené sú tiež závesy a erb mesta na vrchu pylónov. Lávka je vybavená aj bezpečnostným kamerovým systémom.



Obr. 4 Pohľad na lávku pre peších v Topoľčanoch v noci

Predpínanie tyčových závesov sa realizovalo v troch etapách, nakoľko nosná konštrukcia je pomerne „mäkká“ a napínanie závesov výrazne ovplyvňuje silu v susedných závesoch. Počas predpínania sa merala jednak sila a jednak aj pomerné pretvorenia tak, aby sa výsledné sily čo možno najviac priblížili teoretickým hodnotám. Tenzometre následne ostali osadené až po zaťažovaciu skúšku lávky, čím bolo možné sledovať zmeny v napätosti závesov, ako aj ich odozvu na postupné zaťažovanie a prejazd vozidla pri zaťažovacej skúške. Deformácie konštrukcie od napínania závesov dobre korešpondovali s teoretickými hodnotami s odchýlkou do 10%.



Obr. 5 Pohľad na tyčové závesy

Výstavba:

Výstavba lávky začala v júni 2020 zhotovením zarážaných ihlanových pilót. Následne boli zhotovené opory a piliere lávky, základy ktorých sa využili aj pre podpory debnenia. Nasledovalo armovanie, osadenie kotevných prvkov tyčových závesov, betonáž a predpínanie hornej stavby. Zhotovili sa pylóny na ktoré sa aosadili oceľové kotevné hlavice závesov. Osadenie kotevných prvkov do mostovky ako aj na pylóny vyžadovalo presnú kontrolu geometrie, ktorá sa niekoľkokrát geodeticky overovala. V ďalšej fáze došlo napnutím tyčových závesov k odskrúženiu konštrukcie. V poslednej fáze sa zhotovili zábradlia a vrstvy vozovky. Výstavba sa nezaobíšla bez komplikácií ktoré spôsobili viaceré povodne, ktoré zatopili inundačné územie.



Obr. 6 Povodeň počas výstavby lávky

Na lávke sa vykonala statická aj dynamická zaťažovacia skúška. V rámci statickej zaťažovacej skúšky bolo na stred hlavného poľa uložených 8 ks paliet s celkovou hmotnosťou 13 ton. V rámci dynamickej skúšky sa sledovala odozva konštrukcie na pomalý prejazd osobného automobilu s celkovou hmotnosťou 2,15 tony. Deformácie lávky korešpondovali s teoretickými hodnotami pri plnom zaťažení ako aj po odľahčení lávky.

2 LÁVKA PRE PEŠÍCH V SENICI

Projekt lávky pre peších v Senici sa vyznačuje najmä snahou vytvoriť trvanlivý most s minimálnymi nárokmi na údržbu. Za týmto účelom sa využil moderný materiál GFRP výstuží, ktoré nie sú náchylné na koróziu. Vďaka tomu bolo možné aj minimalizovať hrúbku konzoly priečného rezu. Elegantná lávka pre peších by mala slúžiť verejnosti takmer s nulovými nárokmi na údržbu nosnej konštrukcie (GFRP výstuž v priečnom smere v hornej doske, predpätý prierez v pozdĺžnom smere, bez dilatácie, elastoméne ložiská).



Obr. 7 Nosná GFRP výstuž v rámci konzol priečného rezu



Obr. 8 Vizualizácia lávky pre peších v Senici

3 ZÁVERY

Lávka pre peších v Topoľčanoch bola otvorená pre verejnosť začiatkom júna 2021 a vytvorila výrazný architektonický prvok novej cyklotrasy, ako aj celého priľahlého prostredia. Netypické osvetlenie lávky spolu s atypickým zábradlím vytvára v noci elegantnú líniu klenúcu sa ponad rieku Nitra a prejazd cez lávku v nočných hodinách je netradičným zážitkom. Keďže na lávku pre peších vedie cyklotrasa kolmá na smer premostenia, je lávka viditeľná aj z bočných pohľadov a vďaka svojej štíhlej línii a organickému tvaru s výrazným výškovým oblúkom vhodne zapadá do prírodného prostredia.

Lávka v Senici je dôkazom, že aj jednoduchý most môže byť zaujímavý architektonicky aj technicky. Je to zároveň prvý mostný objekt na Slovensku, pri ktorom sa využila GFRP výstuž v nosnej konštrukcii.

Projekty cyklotrás: Cykloprojekt s.r.o.

Projekty lávok: ProPonti s.r.o.

Zhotoviteľ stavieb: Swietelsky – Slovakia Spol. s.r.o.

Literatúra

- [1] Dokumentácia z realizácie stavby, DSRS, ProPonti s.r.o., 2020

PPP PROJEKT D4-R7 OBCHVAT BRATISLAVY, MOSTNÍ OBJEKTY PRO BIOKORIDORY

Pavel Bulejko, Rastislav Schreiber, Štefan Chrastina, Lukasz Kliszewski

ABM Mosty s.r.o.

Článek popisuje proces před soutěžního dialogu subdodavatele mostních konstrukcí s potencionálními generálními dodavateli následovaný technickými a komerčními jednáními s vítězným zhotovitelem až po samotnou realizaci projekčních a stavebních prací všech pěti zelených mostů na výše uvedeném PPP projektu.

1. Úvod

Záměrem projektu dálnice D4 a rychlostní silnice R7 je vybudování jižní části nultého obchvatu Bratislavy a části jižní sítě rychlostních silnic spojujících západ a východ Slovenska.



Obr. 1) Schematický přehled PPP projektu D4-R7 se zákresem pěti zelených mostů
Map of the D4-R7 PPP project showing the five green bridges

Dálnice D4 a rychlostní silnice R7 o celkové délce více než 59 kilometrů budou sloužit jako vnější obchvat hlavního města. Projekt zahrnuje výstavbu 14 křižovatek a 122 mostních konstrukcí, včetně nového mostu nad řekou Dunaj a viaduktu na úrovni podniku Slovnaft. Zadavatel, Ministerstvo dopravy a výstavby Slovenské republiky, podepsalo v květnu 2016

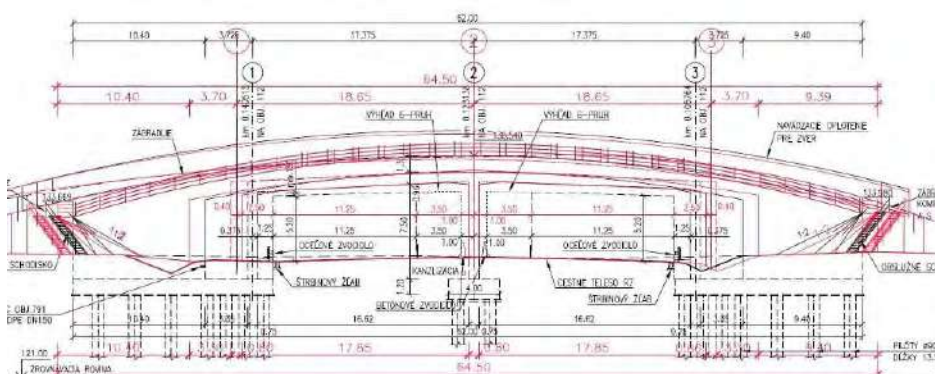
s koncesionářem projektu společností Zero Bypass Limited koncesi na výstavbu a provoz jižní části dálničního obchvatu Bratislavy. Výstavba projektu D4-R7 výrazně pomůže i lokální dopravní obsluze dotčeného území a odlehčí okolním obcím a stávající silniční síti. Projektování a výstavba 27km dlouhé dálnice D4 a 32km dlouhé rychlostní silnice R7 bylo svěřeno konsorciu D4R7 Construction s.r.o., které tvoří společnosti Ferrovial Agroman a rakouská společnost Porr. Zero Bypass Limited je tvořené společnostmi Cintra, což je dceřiná společnost stavební firmy Ferrovial specializující se na PPP projekty spravující 27 koncesí v celkové délce téměř 2000km dálnic, dále finanční skupinou z Austrálie Macquarie Capital, která se v posledních pěti letech podílela na PPP projektech s objemem 30mld eur a v regionu již více známou a na českém a slovenském trhu působící rakouskou stavební firmou Porr.

2. Příprava na projekt

Firma ABM Group se již několik desítek let specializuje na prefabrikované mostní objekty. V domácím teritoriu na Britských ostrovech jde o kompletní portfolio různých mostních prefabrikátů zahrnující například i předepnuté nosníky typu W délek 45m a váhy přes 80t. Z tohoto trhu má firma také četné zkušenosti s projekty PPP, případně projekty typu „vyprojektuj a postav“, tedy projektů řídicích se dokumentem Žlutý FIDIC. Na Slovensku v roce 2010 skupina ABM participovala na prvním PPP projektu v bývalém Československu, a to na rychlostní silnici R1 kolem Nitry. První diskuse zástupců firmy ABM se zástupci potencionálních koncesionářů započaly někdy v polovině roku 2015. Ze zadávací dokumentace téměř osmdesáti mostních objektů bylo zkušeným týmem přípravářů firmy ABM Mosty s.r.o. a anglických kolegů z ABM Precast Solution Ltd. vybráno zhruba dvacet objektů k dalšímu variantnímu řešení pomocí prefabrikovaných přesýpaných kleneb a ráků. Tyto varianty byly rozkresleny, naceněny a nabídky zaslány na ta sdružení, která měla o daná variantní řešení zájem. Sdružení vybraných k podání nabídky byla celkem čtyři a byla zastoupena místními firmami Eurovia, Strabag, Hochtief a Porr. Hlavní nabídky konsorcií se odevzdávaly v prosinci 2015. Koncesionář Zero Bypass předložil cenu 997 mil EUR, dobu výstavby 51 měsíců a roční splátku 57mil EUR která byla v únoru 2016 vyhodnocena jako nejvýhodnější.

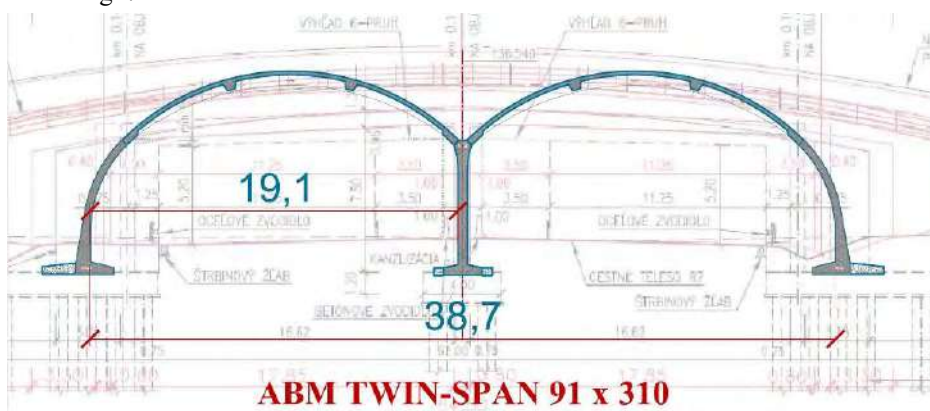
3. Průběh dialogu s vítězným koncesionářem

V květnu 2016 byla podepsaná smlouva mezi Ministerstvem dopravy a výstavby Slovenské republiky a vítězným konsorciem Zero Bypass Limited. ABM absolvovalo několik letních schůzek se zástupci firmy Porr ve Vídni i Bratislavě, kde byly diskutovány návrhy až pro 36 mostních objektů včetně možností nasazení mostařského know-how ABM z Britských ostrovů s využitím prefabrikovaných nosníků typu W a U zabudovaných jako integrované mosty s ohledem na nulovou údržbu takové technologie, což je pro projekty PPP klíčovým faktorem.



Obr. 2) Původní návrh konstrukce – těžký monolit založený na pilotách
The original design – heavy insitu structure on pile foundations

Počet možností se však časem zredukoval na přibližně 5 dálničních mostů a 5 zelených mostů. Během podzimu 2016 se začal přípravný tým účelově zřízené realizační firmy, konsorciu D4R7 Construction s.r.o., postupně rozrůstat o projektanty a inženýry ze Španělska, kteří jsou přeci jen více nakloněni rychlé a bezrizikové výstavbě pomocí prefabrikace nežli jejich kolegové z Rakouska. Technická příprava a jednání probíhala s přestávkami přibližně rok! Do finálního vyjednávání s ABM se na konec dostalo pouze pět zelených mostů a v létě 2017 bylo konečně rozhodnuto, že budou zhotoveny jako prefabrikované. Varianta vlnitého plechu byla zamítnuta koncesionářem od samého počátku z důvodu problematické životnosti a případných oprav tenkých plechů a také z důvodu rizik s nadměrnými deformacemi při zásypech těchto plechových konstrukcí. Monolitická varianta byla pravděpodobně zavrhnuta s ohledem na masivnost návrhu a tím nutnosti hlubinného založení a také s ohledem na vyhodnocení možných rizik při výstavbě pro tuto pomalou metodu náročnou na koordinaci dodávek materiálu (panely pro skruž, přesuny samotného bednění, armatury a následně dodávek čerstvé betonové směsi) a také s ohledem na objem nutné pracovní síly v daném čase v porovnání s elegantní prefabrikovanou technologií.



Obr. 3) Nový vítězný návrh řešení zelených mostů na D4R7
The final awarded design for the green bridges on D4R7

Zbytek mostních objektů bylo navrženo co nejjednodušeji, a to převážně ze systému opěra z armované zeminy, úložný práh osazený vodorovnou konstrukcí z klasických prefabrikovaných předepnutých nosníků. Během podzimu 2017 probíhala komerční jednání završená v prosinci 2017 podpisem subdodavatelské smlouvy. Nezanedbatelným faktorem pro rozhodnutí objednatele důvěřovat a zadat zakázku firmě ABM Mosty byla jistě i skutečnost, že sesterská firma ABM Precast Solutions Ltd. v nedávné minulosti dodávala prefabrikované nosníky pro firmu Ferrovial na zakázkách v Anglii a Skotsku a také plynulá znalost angličtiny celého týmu ABM. Na projekční činnost a přípravu výroby bylo vyčleněno 7 měsíců s tím, že zahájení výroby bylo naplánováno na polovinu září 2018.

4. Průběh projektování, výroby a montáže

Po podpisu smlouvy o dílo započalo ABM v lednu 2018 s pracemi na výrobně technické dokumentaci v koordinaci s mezinárodním projekčním týmem generálního dodavatele. Prvním krokem je v podobných případech odsouhlasení si dokumentu nazvaného Zásady statického výpočtu (Basis of Design – BoD), kde se nastaví okrajové podmínky projektu jako jsou zatížení na konstrukci, zvláštní zatížení jako např. náraz vozidla, délka objektu a křídel a podobně. Teprve po vzájemném odsouhlasení si BoD bylo možno započít práce na statických výpočtech a následně na výkresech tvarů a výztuže prefabrikovaných dílců. Kompletní výrobní dokumentace byla předávána objednateli ke schválení postupně po objektech od července 2018. Se samotnou výrobou prefabrikátů se započalo začátkem října 2018 a v listopadu proběhlo zkušební sestavení jednoho prstence ve výrobně prefabrikátů z důvodu kontroly nastavení forem a správné geometrie sestavené dvouklenby, což je standardní procedura kontroly kvality u firmy ABM. Výroba i montáž objektů postupovala směrem ku Bratislavě. Prvním objektem tedy byl most SO207 na úseku R7 Dunajská Lužná – Holice a posledním SO204.1 a SO204.2 na úseku D4 Ivanka - Rača. Montáž prvního objektu byla dokončena pouhé 3 dny před Štědrým dnem roku 2018 a celkem trvala pouhé 2 týdny.



*Obr. 4) Poslední den montáže prvního mostu SO207 – 21.12.2018
The last day of install of the first bridge SO207 – 21.12.2018*

Délka objektu SO207 je 75m včetně křídel. Stejnou délku měly i další dva objekty SO204 a SO203. Další most v řadě byl SO210 na úseku R7 Prievoz – Ketelec s délkou 93m včetně křídel a byl vyroben a smontován ve směrovém oblouku poloměru přibližně 1km. Prefabrikované klenbové dílce musely být upraveny do konického tvaru, které sestavení ve směrovém oblouku umožnily.



Obr. 5) Letecký záběr průběhu montáže – výstavba NK mostu probíhá pouze 2 týdny
Aerial view of the installation which takes only 2 weeks

Posledním montovaným objektem byl SO204.1 a SO204.2 na úseku D4 Ivanka – Rača. Jedná se o dva objekty, dvouklenbu a jednoklenbu (pro převedení místní komunikace). Montáž proběhla v termínu od 11.11. do 12.12.2019 a každá nosná konstrukce je celkové délky včetně křídel 100m. Montáž posledního objektu a tím pádem dokončení celého díla ze strany ABM Mosty bylo provedeno 3 měsíce před termínem uvedeným ve smluvním harmonogramu. Celkově tedy ABM Mosty jako subdodavatel strávil na tomto PPP projektu 4,5 roku.



Obr. 6) Poslední objekt na SO204.1 a SO204.2 – 12.12.2019
The last structure SO204.1 and SO204.2 – 12.12.2019

5. Závěr

Využití prefabrikovaných systémů při výstavbě zelených mostů na PPP projektu obchvatu Bratislavy potvrdilo výhody této technologie. Došlo ke zkrácení celkové doby výstavby a snížení rizik spojených s výstavbou. Důležitou vlastností prefabrikovaných mostů, kromě rychlosti výstavby, je velice dobrá kvalita provedení povrchů betonových ploch. Díky krátké dopravní vzdálenosti čerstvé betonové směsi a betonáže v kontrolovaném prostředí výrobní prefa haly dosahují betony prefabrikátů výborné výsledky pevností a odolností proti mrazu nebo mrazu a posypové soli. Díky jednoduché konstrukci a opakování výroby je také

dosaženo zaručené minimální krytí betonářské výztuže. Tyto skutečnosti bezesporu prodlužují celkovou životnost nových bezúdržbových přesýpaných zelených mostů.

Informace v úvodu příspěvku byly čerpány z textu na webu D4R7.com a technických zpráv projektu.



*Obr. 7) Zelený most před uvedením R7 do provozu
The finished green bridge just before R7 section opening to public*

MOSTNÉ OBJEKTY NA RÝCHLOSTNEJ CESTE R7 HOLICE – MLIEČANY – DOLNÝ BAR

Jozef Vičan¹

ABSTRAKT

Rýchlostná cesta R7 Holice - Mliečany v celkovej dĺžke 18km je súčasťou rýchlostného ťahu, ktorý bol zadefinovaný uznesením SR č. 523 z júna 2003 a je súčasťou základnej siete diaľnic a rýchlostných ciest v koridore Bratislava – Dunajská Streda - Nové Zámky - Veľký Krtíš - Lučenec. Úsek rýchlostnej cesty je súčasťou medzinárodného európskeho ťahu E 575 v smere Bratislava - Dunajská Streda - Medveďov - Vámószabadi - Győr. Po dobudovaní celej Rýchlostnej cesty R7 v úseku Bratislava - Lučenec vznikne kapacitný južný ťah na osi Bratislava - Dunajská Streda - Lučenec a ďalej po R2 smer Rimavská Sobota - Torňaľa - Košice.

1. ÚVOD

V súčasnosti je v úseku Holice - Mliečany - Dolný Bar doprava vedená po existujúcej ceste prvej triedy I/63, ktorá prechádza intravilánmi dotknutých obcí pozdĺž trasy cesty, pričom ťažká nákladná doprava tvorí na úseku Holice – Mliečany až cca 50 % objemu dopravy. Cesta I/63 svojím stavom a technickými parametrami už nevyhovuje súčasnemu dopravnému zaťaženiu a hlukom a exhalátmi znehodnocuje životné prostredie a ohrozuje bezpečnosť obyvateľov v okolitých obciach. Účelom pripravovanej stavby je výstavba kapacitnej komunikácie vedenej v optimálnej trase z hľadiska plynulosti a bezpečnosti dopravy. Výstavbou a prevádzkou rýchlostnej cesty sa vylúči tranzitná doprava z územia príľahlých obcí a tým sa zlepši vplyv dopravy na obyvateľstvo a životné prostredie. Rýchlostná cesta preberie všetku tranzitnú dopravu, čím sa výrazne odľahčí existujúca cesta I/63 a vytvorí sa aj predpoklady pre ekonomický rozvoj územia.

Navrhovaný úsek rýchlostnej cesty R7 Holice – Mliečany – Dolný Bar je na existujúci komunikačný systém napojený v štyroch križovatkách:

- *mimoúrovňová križovatka Holice* – dopravné prepojenie na rýchlostnú cestu R7 Dunajská Lužná – Holice a zároveň napojenie súbežnej cesty I/63 ako aj ďalších ciest III. triedy III/1385, III/1389 a III/1390 vedúcich do príľahlých obcí.
- *mimoúrovňová križovatka Dunajská Streda* – napojenie cesty I/63 a ciest III/1393, III/1406
- *mimoúrovňová križovatka Mliečany* – dopravné napojenie na cestu I/63 ako aj cestu II/507, ktorá zabezpečuje napojenie južnej časti mesta Dunajská streda
- *mimoúrovňová križovatka Dolný Bar* - zabezpečí napojenie cesty I/63 na rýchlostnú cestu R7 ako aj prepojenie s ďalším úsekom R7 Dolný Bar – Zemné, ktorý bude stavaný už v polovičnom profile.

¹ Ing., VALBEK&PRODEX spol. s r.o., Divízia VALBEK cesty, Kutuzovova 11, 831 03 Bratislava. Tel.: (02)44 643 077, e-mail: jozef.vican@vpx.sk

S ohľadom na rozsah je stavba rozdelená na dva úseky. Od napojenia na existujúcu rýchlostnú cestu R7 Dunajská Lužná - Holice v mimoúrovňovej križovatke Holice po Mliečanský kanál pred MÚK Mliečany sa jedná o I. úsek s dĺžkou 9,425 km. Od Mliečanského kanála až po mimoúrovňovú križovatku Dolný Bar je trasa predmetom II. úseku dĺžky 8,602 km.

2. TECHNICKÉ RIEŠENIE STAVBY

Prezentovaný I. úsek rýchlostnej cesty začína v mimoúrovňovej križovatke Holice napojením na už vybudovanú rýchlostnú cestu R7 Dunajská Lužná – Holice v rámci PPP projektu D4R7. Ďalej pokračuje priamym úsekom do km 1,306 za ktorým nasleduje ľavostranný smerový oblúk o polomere 3500 m. V ďalšej časti trasa rýchlostnej cesty rešpektuje záverečné stanovisko EIA a je vedená smerovo aj výškovo v trase existujúcej cesty I/63. V rámci projektu bude cesta I/63 preložená stranovo v kategórii C 9,5/80. V km 3,320 staničenia R7 trasa križuje spolu s cestou I/63 cestu III/1433. V súčasnosti je v mieste kríženia ciest I/63 a III/1433 priesečná neriadená križovatka. V rámci projektu je cesta III/1433 preložená ponad cestu R7 a I/63 v kategórii C7,5/60. V km 4,663 rýchlostná cesta R7 ako aj preložka cesty I/63 križuje existujúcu miestnu komunikáciu spájajúcu časť obce Jastrabie Kračany s centrom obce Kráľovičove Kračany. V súčasnosti je v mieste kríženia miestnej komunikácie a cesty I/63 priesečná neriadená križovatka. Uvedená miestna komunikácia je v súčasnosti jediné dopravné prepojenie v rámci obce Kráľovičove Kračany. V km 6,2 je navrhnutá MÚK Dunajská Streda, ktorá vznikne prestavbou existujúcej útvarovej križovatky ciest I/63 a III/1406. Preložka cesty I/63 bude vedená ponad R7. V km 8,0 rýchlostná cesta R7 mimoúrovňovo križuje cestu III/1418. Rýchlostná cesta R7 je vedená ponad túto cestu. V súčasnosti v mieste kríženia cesty I/63 a III/1418 je priesečná neriadená križovatka. Ukončenie úseku rýchlostnej cesty je pred Mliečanským kanálom, pričom na konci je navrhnutý dočasný zjazd na cestu I/63. Dĺžka trasy R7 v kategórii R 24,5/120 je 9,425 km. Dĺžka preložky cesty I/63 v kategórii C 9,5/80 je 6,675 km. Rýchlostná cesta R7 je vedená výškovo v úrovni existujúcej cesty I/63 t.j. 1 až 1,5m nad príľahlým terénom. Len v oblasti km 8,0 sa R7 dvíha nad okolitý terén a vedie ponad cestu III/1418 (Kračanská cesta).

II.úsek rýchlostnej cesty R7 začína na konci úseku R7 Holice – Mliečany pred Mliečanským kanálom. V rámci tejto stavby je navrhnuté aj zrušenie dočasného napojenia predchádzajúceho úseku Holice – Mliečany na cestu I/63. Približne 1 km od začiatku úseku trasa rýchlostnej cesty pokračuje do útvarovej križovatky Mliečany. V križovatke sú napojené cesty I/63 a II/507. Za mimoúrovňovou križovatkou sa rýchlostná cesta odkláňa smerovým oblúkom o polomere 2500m od existujúcej cesty I/63, prekonáva Lidérsky kanál (lokálny biokoridor) mostným objektom 203-00, križuje existujúcu účelovú komunikáciu spájajúcu Mliečany a obchádza obec Povoda z jej južnej strany smerovým oblúkom o polomere 2500m. Trasa v km 2,910 na prvom mieste prekonáva mostným objektom 204-00 kanál Gabčíkovo – Topoľníky mostným objektom 204-00. Kanál Gabčíkovo – Topoľníky spolu s okolitým porastom predstavuje regionálny biokoridor. V rozmedzí km 4,2 až 5,4 trasa obchádza obec Mad zo severnej strany a opäťovne križuje kanál Gabčíkovo – Topoľníky na dvoch miestach mostnými objektmi 206-00 a 207-00. V km 6,110 je v rámci stavby úseku Rýchlostnej cesty R7 je navrhnutá preložka cesty III/1397. Cesta je vedená ponad rýchlostnú cestu R7. V km 7,930 je na rýchlostnej ceste navrhnutý mostný objekt 209-00 ponad lokálny biokoridor ktorí umožňuje migráciu zvery v tejto zalesnenej oblasti. Význam tohto koridoru potvrdila aj migračná štúdia spracovaná v rámci tejto stavby. Trasa tohto úseku Rýchlostnej cesty R7 končí za osmičkovou križovatkou Dolný Bar v km 8,601 605 , kde sa smerovo a výškovo napája na trasu úseku R7 Dolný Bar – Zemné, ktorá bude budovaná už v polovičnom profile. Zúženie na polovičný profil bude až v úseku Dolný Bar - Zemné za Mimoúrovňovou križovatkou Dolný Bar.

2.1. Geologické pomery predmetného územia

Podľa inžinierskogeologickej rajonizácie patrí prevažná časť územia do regiónu neogénnych tektonických vkleslín, oblasti vnútrokarpatských nížin – Podunajská nížina, len najvýchodnejší úsek do Podunajskej pahorkatiny. V záujmovom území sú zastúpené nasledovné horninové formácie:

- formácia neogénnych sedimentov – molasová formácia
- formácia kvartérnych pokryvných útvarov

Formácia neogénnych sedimentov

V záujmovom území je molasová formácia prekrytá pomerne masívnym kvartérnym pokryvom, v dotknutom území na povrch vôbec nevystupuje. Tvoria ju jazerno-riečne sedimenty pontu.

Tomu zodpovedá aj klasifikácia zemín podľa STN 72 1001, pričom sú tieto zeminy zastúpené prevažne ílmi s nízkou, strednou a vysokou plasticitou so symbolom CL, CI, CH, menej sú zastúpené silty s nízkou plasticitou so symbolom ML, ojedinele až s vysokou plasticitou so symbolom MH. Polohy siltov ojedinele obsahujú prímes piesku a potom nadobúdajú charakter piesčitých ílov so symbolom CS až piesčitých siltov so symbolom MS. Preplástky a šošovky pieskov možno podľa STN 72 1001 klasifikovať prevažne ako piesok ílovitý so symbolom SC. Konzistencia zemín je prevažne pevná, ojedinele tuhá a tvrdá, miestami sú polohy slabo spevnených siltovcov a pieskovcov.

Formácia kvartérnych pokryvných útvarov

V tejto formácii možno vyčleniť nasledovné faciálno-genetické komplexy:

- komplex fluviálnych sedimentov
- komplex antropogénnych sedimentov

V komplexe **fluviálnych sedimentov**, ktoré sú najrozšírenejšie v celom záujmovom území, vyčleňujeme nasledovné litologické fácie:

- fácia nívnych sedimentov
- fácia príbrežných plytčín a agradačných valov
- korytová fácia

Nívné sedimenty vystupujú na prevažnej časti povrchu územia a sú zastúpené najmä jemnozrnnými zeminami, miestami s prímесou piesku. Ich mocnosť je veľmi premenlivá, avšak v zásade sa pohybuje okolo 1-2 m, lokálne aj viac. Podľa STN 72 1001 nívné sedimenty možno klasifikovať ako jemnozrnné zeminy so symbolom MS silt piesčitý, CS íl piesčitý, ML, MI silt s nízkou až strednou plasticitou a CL, CI íl s nízkou až strednou plasticitou.

K nívnym sedimentom možno pričleniť aj preplavené (resedimentované) prevažne piesčité zeminy ktoré tvorili pôvodne agradačné valy pozdĺž tokov. Podľa STN 72 1001 ich možno klasifikovať ako piesok s prímесou jemnozrnnnej zeminy so symbolom S-F až piesok siltovitý so symbolom SM. Piesky sú kypré a dosahujú mocnosť okolo 2 m.

Lokálne sa vyskytujú zeminy mäkkej až kašovitej konzistencie v depresiách a mŕtvych ramenách, prípadne aj s prímесou organických látok. Podľa STN 72 1001 sa jedná najmä o piesčité silty so symbolom MS, piesčité íly so symbolom CS, pri vysokom obsahu organických látok dosahujú až charakter rašielín a sapropelov. Ich mocnosť môže lokálne presiahnuť 4-6 m.

2.2. Mosty na I.úseku

Na úseku rýchlostnej cesty R7 Holice – Mliečany je celkom navrhnutých 7 mostov z toho na rýchlostnej ceste sú dva. Nad rýchlostnou cestou sú navrhnuté 4 mostné objekty a jeden mostný objekt je mimo rýchlostnej cesty (na ceste I/63). Celková dĺžka mostných objektov na tomto úseku je 368m. Všetky mosty sú malých a stredných rozpätí od jednopoložných mostov po maximálne 3-položné mosty (nadjazdy nad R7). Z hľadiska typov nosnej konštrukcie sa jedná o mosty z prefabrikovaných predpätých nosníkov (3), železobetónové monolitické predpäté trámové mosty (2) a žb monolitické rámové konštrukcie (2).

Charakteristika mostov z prefabrikovaných nosníkov

Mosty z prefabrikovaných predpätých nosníkov boli použité pri návrhu dvoch nadjazdov a jedného mosta na trase R7 ponad cestu III. triedy. Nadjazdy sú 2-položné mostné konštrukcie zo spojitou nosnou konštrukciou s rozpätím polí 18,0+18,0m, resp. 21,0+21,0m. Prefabrikované nosníky sú votknuté do koncových a medziľahlých priečnikov. Uloženie nosnej konštrukcie je na oporách aj pilieroch navrhnuté nepriamo na 3ks hrncových ložísk. Založenie mostov je navrhnuté hĺbkové na veľkopriemerových pilótach. Jednopoložný most prevádza rýchlostnú cestu R7 ponad cestu III/1418 s min. výškou podjazdu 4,80 + 0,15m a výhľadovo aj chodník pre peších a cyklotrasu. Nosná konštrukcia má rozpätie 23,38m a je takisto uložená na spodnú stavbu nepriamo cez 3ks hrncových ložísk. Založenie mosta je navrhnuté hĺbkové na veľkopriemerových pilótach.

Charakteristika monolitických predpätých trámových mostov

Na úseku R7 sú 2 nadjazdy tohto typu, ktoré prevádzajú miestnu komunikáciu a cestu III. triedy ponad rýchlostnú cestu R7. Obidva mosty sú 3-položné s rozpätím polí 18,3 + 22,9 + 18,3m (SO 202), resp. 21,0 + 28,0 + 21,0m (SO 203). Nosná konštrukcia je v priečnom reze železobetónový monolitický predpätý trám s vyloženými konzolami budovaný na pevnej skruži. Uloženie nosnej konštrukcie na pilieroch a oporách je pomocou hrncových ložísk. Spodnú stavbu tvoria medziľahlé piliere obdĺžnikového tvaru a krajné vysoké opory. Založenie mostov je navrhnuté hĺbkové na veľkopriemerových pilótach.

Charakteristika rámových mostov

Tieto mosty prevádzajú rýchlostnú cestu R7 a súbežnú preložku cesty I/63 ponad spoločný biokoridor v km 5,100 R7. Koncepcia mostov je preto rovnaká a vychádza z požiadavky na migračné objekty pre zver. Dĺžka premostenia oboch mostov je 10,0m a svetlá výška je 3,0m. Nosnú konštrukciu mostov tvorí železobetónová rámová konštrukcia založená plošne pomocou základových blokov na štrkopieskovom vankúši.

2.3. Mosty na II.úseku

Na úseku rýchlostnej cesty R7 Mliečany – Dolný Bar je celkom navrhnutých 11 mostov z toho na rýchlostnej ceste je sedem. Nad rýchlostnou cestou sú navrhnuté 3 mostné objekty (1 ks na II/507, 1 ks na III/1397, 1 ks na I/63) a jeden mostný objekt je mimo rýchlostnej cesty (na ceste I/63). Celková dĺžka mostných objektov na tomto úseku je 632m. Všetky mosty sú malých a stredných rozpätí od jednopoložných mostov po maximálne 3-položné mosty (nad kanálom Gabčíkovo - Topoľníky). Z hľadiska typov nosnej konštrukcie sa jedná o mosty z prefabrikovaných predpätých nosníkov (5), železobetónové monolitické predpäté trámové mosty (5) a žb monolitické rámové konštrukcie (1).

Charakteristika mostov z prefabrikovaných nosníkov

Mosty z prefabrikovaných predpätých nosníkov boli použité pri návrhu troch mostov ponad biokoridory (2x Mliečanský kanál, 1x mŕtve rameno Dunaja), premostenie cesty III/1394

a nadjazd nad R7 v MÚK Dolný Bar. Nadjazd v MÚK Dolný Bar je 2-poľový mostný objekt zo spojitou nosnou konštrukciou s rozpätím polí 30,41+30,41m. Prefabrikované nosníky sú votknuté do koncových a medziľahých priečnikov. Uloženie nosnej konštrukcie je na oporách aj pilieroch navrhnuté nepriamo na 4ks hrncových ložísk. Založenie mosta je navrhnuté hĺbkové na veľkopriemerových pilótach. Jednopoľové mosty SO 201 a SO 211 prevádzajú rýchlostnú cestu R7 a cestu I/63 ponad regionálny biokoridor (Mliečanský kanál) so svetlými rozmermi podjazdu 2,8m x 13,1m. Mostný objekt SO 209 prevádza rýchlostnú cestu R7 ponad biokoridor (mŕtve rameno Dunaja) so svetlosťou otvoru pod mostom 4,25 x 20,0m. Nosná konštrukcia má rozpätie 14,5m (SO 201 a SO 211), resp. 21,4m (SO 209) a je monoliticky spojená s krajnými oporami mostov, tj. mosty sú integrované bez ložísk a mostných záverov. Založenie mostov je navrhnuté hĺbkové na veľkopriemerových pilótach. Posledný most z prefabrikovaných nosníkov prevádza cestu R7 ponad cestu III. triedy č.1394. Jedná sa o 1-poľový most s rozpätím 17,5m. Nosná konštrukcia je uložená na oporách prostredníctvom hrncových ložísk. Založenie mosta je navrhnuté hĺbkové na veľkopriemerových pilótach.

Charakteristika monolitických predpätých trámových mostov

Do tejto skupiny spadajú dva 2-poľové nadjazdy, ktoré prevádzajú cesty II/507 a III/1397 nad rýchlostnou cestou R7. Oba mosty majú rovnakú koncepciu. Jedná sa o železobetónové monolitické predpäté mosty. Priečny rez je tvorený 2-trámovou konštrukciou s vyloženými konzolami. Oba mosty sú semi-integrované, tj. na oporách sú uložené pomocou hrncových ložísk a na pilieri je vytvorené monolitické tuhé spojenie. Založenie mosta SO 202 je navrhnuté hĺbkové na veľkopriemerových pilótach. Založenie mosta SO 208 je kombinované. Stredový pilier je založený hĺbkovo a krajné opory sú založené plošne na vystuženej zemnej konštrukcii.

V km 2,800 – 5,500 R7 trasa rýchlostnej cesty križuje 3x kanál Gabčíkovo – Topoľníky (biokoridor). Všetky 3 mosty sú navrhnuté s podobnou koncepciou ako 3-poľové železobetónové monolitické predpäté nosné konštrukcie. Priečny rez je 2-trámová konštrukcia s vyloženými konzolami. Uloženie na spodnú stavbu je pomocou hrncových ložísk na oporách aj na pilieroch. Založenie mostov je navrhnuté hĺbkové na veľkopriemerových pilótach.

Charakteristika rámových mostov

V km cca 1,600 R7 križuje trasa rýchlostnej cesty ďalší regionálny biokoridor Lidérsky kanál mostným objektom SO 203. Koncepcia mosta preto vychádza z požiadavky na migračné objekty pre zver. Dĺžka premostenia mosta je 10,0m a svetlá výška je 4,2m. Nosnú konštrukciu mostov tvorí železobetónová rámová konštrukcia založená plošne pomocou základových blokov na štrkopieskovom vankúši.

Na oboch úsekoch prevažujú mosty malých a stredných rozpätí, čo je dané geometriou trasy rýchlostnej cesty R7 a morfológiou terénu. Z toho dôvodu nenájde na trase doslova významné mostné konštrukcie. Zaujímavosťou sú ale mnohé premostenia biokoridorov, kde je z celkového počtu 18 mostov až 9 mostov slúžiacich okrem iného ako migračná cesta pre zver.

2.4. SSÚR Dunajská Streda

V rámci projektu je navrhnutý areál SSÚR Dunajská Streda ako náhrada za SSÚR Holice, ktorý sa nebude realizovať. Areál SSÚR je navrhnutý na dotyku s mimoúrovňovou križovatkou Dunajská Streda. Dopravne bude areál SSÚR napojený na cestu I/63.

3. ZÁVER

V súčasnosti je na celý úsek rýchlostnej cesty spracovaná dokumentácia pre územné rozhodnutie a dokumentácia stavebného zámeru a prebieha proces územného konania. Výstavba každého úseku je plánovaná na tri roky. Plánovaný začiatok výstavby I.úseku je v roku 2023 a II.úseku v roku 2024. Predpokladaná hodnota verejnej práce je celkovo 198 + 234 = 432 mil. Eur. Stavba bude spolufinancovaná z prostriedkov EÚ.

Literatúra

- [1] Dokumentácia DÚR „Rýchlostná cesta R7 Holice - Mliečany“: VALBEK&PRODEX spol. s r.o., 2018
- [2] Dokumentácia DÚR „Rýchlostná cesta R7 Mliečany – Dolný Bar“: VALBEK&PRODEX spol. s r.o., 2018

MOSTNÉ OBJEKTY NA RÝCHLOSTNEJ CESTE R2 ŠACA - KOŠICKÉ OLŠANY, II. ÚSEK

Jozef Vičan¹ - Tatiana Bacíková²

ABSTRAKT

Úsek rýchlostnej cesty R2 Šaca - Košické Olšany s celkovou dĺžkou 24 km je súčasťou európskych dopravných koridorov TEM alebo TEN-T a medzinárodnej trasy E71. Účelom navrhovanej stavby je odľahčenie v súčasnosti zaťaženej dopravnej sieti v okolí mesta Košice ako aj v samotnom meste od tranzitnej dopravy a zároveň vytvorenie juhovýchodného obchvatu mesta s viacerými novými napojeniami na existujúci dopravný systém.

1. ÚVOD

Aglomerácia mesta Košice je križovatkou cestných komunikácií, z ktorých najvyšší dopravný význam má diaľnica D1 prevádzkovaná v úseku Prešov – Budimír. Aktuálne je vo výstavbe úsek Budimír – Bidovce. Do mesta Košice je privedená od hranice MR/SR rýchlostná cesta R4 v úseku Milhošť – Šebastovce. Rýchlostná cesta R2 v súčasnosti prechádza Barcou a Šacou a cez mesto Košice privádzačom PR3 po sieti mestských komunikácií prevádza dopravu až do križovatky Budimír na D1. Celý objem dopravy tak v záujmovom území prechádza po sieti rýchlostných ciest, ciest I, II. a III. triedy čo so sebou prináša negatívne vplyvy cestnej dopravy na životné prostredie a okolitú zástavbu.

Navrhovaný úsek rýchlostnej cesty R2 Šaca – Košické Olšany je na existujúci komunikačný systém napojený v piatich križovatkách:

- *mimoúrovňová križovatka Ludvíkov Dvor* - napojenie na rýchlostnú cestu R2 (privádzač do Košíc) v úseku Ludvíkov Dvor – Červený rak a zároveň napojenie cesty III/3401 „Haništianska“, z ktorej je prístupný areál priemyselnej zóny U.S. Steel Košice, s.r.o.
- *mimoúrovňová križovatka Haniska* - dopravné prepojenie rýchlostných ciest R2 a R4 Košice – Milhošť a zároveň napojenie cesty III/3401
- *mimoúrovňová križovatka Košice juh* - križenie rýchlostných ciest R2 a R4 s cestou I/17, ktorá zabezpečuje napojenie južnej časti mesta Košice na rýchlostnú cestu, ktorej I. etapa je súčasťou stavby R4 Košice – Milhošť, s rýchlostnou cestou R2 bude dobudovaná do definitívneho tvaru
- *mimoúrovňová križovatka Krásna* - zabezpečí prepojenie cesty II/552 s rýchlostnou cestou v juhovýchodnej časti mesta Košice-Krásna
- *mimoúrovňová križovatka Hrašovík* - jej časť je súčasťou diaľnice D1 Budimír – Bidovce.

¹ Ing., VALBEK&PRODEX spol. s r.o., Divízia VALBEK cesty, Kutuzovova 11, 831 03 Bratislava. Tel.: (02)44 643 077, e-mail: jozef.vican@vpx.sk

² Ing., VALBEK&PRODEX spol. s r.o., Divízia VALBEK cesty, Kutuzovova 11, 831 03 Bratislava. Tel.: (02)44 643 077, e-mail: tatiana.bacikova@vpx.sk

S ohľadom na rozsah je stavba rozdelená na dva úseky. Od napojenia na existujúcu cestu R2 v križovatke Ľudvíkov Dvor po križovanie s R4 v križovatke Haniska sa jedná o I. úsek s dĺžkou 6,8 km. Od napojenia na existujúcu cestu R4 v križovatke Košice juh až po križovatku Hrašovík je trasa predmetom II. úseku dĺžky 14,2 km. Obsahom prezentovaného článku je technické riešenie II. úseku.

1.1. Podmienky pre umiestnenie a projektovú prípravu stavby

V roku 2010 proces EIA posudzoval dva varianty trasy rýchlostnej cesty, ktoré boli navrhnuté v technickej štúdii (2008). Následne bolo vydané územné rozhodnutie s platnosťou od 02/2015. Projektová dokumentácia na stavebné povolenie a realizáciu stavby (2018) rešpektuje územné rozhodnutie, územný plán mesta Košice a VÚC Košického kraja, stanoviská miest a obcí; zároveň sú zapracované podmienky a požiadavky Národnej diaľničnej spoločnosti.

2. TECHNICKÉ RIEŠENIE STAVBY

Prezentovaný II. úsek rýchlostnej cesty začína v pracovnom staničení 9,564 v križovatke Košice Juh napojením na už postavenú rýchlostnú cestu R4 a končí v pracovnom staničení 23,826 napojením na R2 v MÚK Hrašovík, vybudovanú v rámci stavby D1 Budimír – Bidovce, ktorá sa následne pripája na D1 stavby Budimír – Bidovce.

Rýchlostná cesta je navrhovaná v úseku km 9,564 – 20,300 v kategórii R 24,5/120, od km 20,300 – 23,826 je v kategórii R 24,5/100. Predpokladané dopravné zaťaženie predmetného úseku v roku 2045 predstavuje 9 900 vozidiel/24 hod. v oboch smeroch s úrovňou kvality dopravného prúdu A. V riešenom úseku v križovatke Košice – Juh je navrhnuté v rámci tejto stavby Stredisko správy a údržby rýchlostnej cesty Šebastovce. V km 11,5 je navrhnuté jednostranné odpočívadlo Valaliky, dopravne napojené na obidva smery. Súčasťou stavby je dobudovanie križovatky Košice – Juh, výstavba novej križovatky Krásna a tiež dobudovanie križovatky Hrašovík. Okrem hlavných objektov stavby, ktorými sú rýchlostná cesta s vybavením, mostné objekty a križovatky sú súčasťou stavby aj protihlukové steny, vyvolané preložky dotknutých ciest a inžinierskych sietí.

2.1. Geologické pomery predmetného územia, navrhnuté opatrenia

Inžiniersko-geologický prieskum overil podložie, ktoré tvoria kvartérne jemnozrnné fluviálne, prolúviálne a deluviálne sedimenty charakteru ílov a siltov s nízkou a strednou plasticitou, lokálne íly a sily s vysokou plasticitou, zeminy sú prevažne tuhej a pevnej ojedinele tvrdej konzistencie (okrem zamokrených úsekov). Predkvartérne horninové prostredie reprezentujú neogénne sedimenty tvorené komplexom ílovitosiltovitého súvrstvia a komplexom štrkov a pieskov, ktoré sa nerovnomerne striedajú. Smerom do hĺbky prechádzajú do siltovcov až ílovcov, lokálne tufitov, tufitických ílovcov, siltovcov a pieskovcov. V trase sa nachádzajú 4 lokality so zamokreným územím.

Pre zabezpečenie únosnosti a stability podložia v jednotlivých úsekoch trasy rýchlostnej cesty budú aplikované nasledovné typy sanačných opatrení: výmena+geodoska, stabilizácia+štrkopiesok, rebrá+štrkopiesok, geodoska, geodoska+rebrá, geodoska+geodrény, geodoska+štrkové vibrostĺpy. V km 14,430 – 14,525 je oblasť pôvodného odkaliska v starom meandri Hornádu a povrch územia je mäkký a zarastený močiarnou a vlhkomilnou vegetáciou, navrhnutá je tu sanácia podložia vytvorením priestorovej bunkovej konštrukcie (bunkový matrac z geomreží).

2.2. Mosty

Na II. úseku sa nachádza 13 mostných objektov, z toho 7 mostov je na rýchlostnej ceste, počet nadjazdov je 5 a 1 most je situovaný mimo trasu cesty. Najväčšie zastúpenie, čo sa typu nosnej konštrukcie týka, majú monolitické konštrukcie z predpätého betónu a prefabrikované mostné objekty. Mosty z monolitického predpätého betónu (5) prevládajú hlavne pri návrhu nadjazdov s technológiou výstavby na podpernej skruži. Prefabrikované mostné objekty (4) sú navrhnuté pri križení s prekážkami (napr. železnica), kde je toto riešenie najvhodnejšie čo sa týka rýchlosti výstavby, zabezpečenia nepretržitej premávky na premostovanej prekážke a pod. Pre mosty malých rozpätí ponad malé vodné toky a nad prístupovou cestou boli navrhnuté jednopóľové rámové konštrukcie (4).

Významným objektom dl. 274,0 m je mostný objekt SO 211-00 na R2 cez rieku Hornád. Smerovo sa most nachádza v smerovom ľavostrannom oblúku o polomere $R=1675\text{m}$, výskovo vo vrcholom oblúku s $R=16000\text{m}$, most má jednostranný priečny sklon 3,5%. Mostný objekt je navrhnutý ako dva samostatné mosty pre každý smer rýchlostnej cesty. Obidva mosty sú 6-póľové, pričom tretím póľom prekonávajú prekážku v podobe rieky Hornád. Nosná konštrukcia oboch mostov je navrhnutá monolitická 2-trámová s dodatočne predpätého betónu. Rozpätia jednotlivých polí mosta sú 39,0 + 48,0 + 60,0 + 48,0 + 39,0 + 30,0m. Pevné uloženie je navrhnuté na podperách č.3 a č.4 (pilieri pri rieke Hornád). V priečnom reze je nosná konštrukcia navrhnutá ako dvojtrámová s obojstrannými konzolami dĺžky 2,65m a 2,70m (LM a PM). Hrúbka konzol je od 0,45m po 0,25m na konci NK. Hrúbka dosky medzi trámami je 0,3m. Šírka trámov je 1,2m so zúžením na 1,05m nad podperami 3 a 4. Výška nosnej konštrukcie je po dĺžke mosta premenná s nábehmi nad piliermi 3 a 4. Výška nosnej konštrukcie v poli je 2,20m a nad piliermi 3 a 4 je výška 3,50m. Spodná stavba mosta je tvorená dvoma oporami a piatimi podperami založenými hlbkovo. Opory sú navrhnuté ako úložné prahy a podpery sú navrhnuté ako dvojica stĺpov (podpera 2, 5, 6), resp. jeden stĺp (podpera 3, 4) 8-uholníkového tvaru. Mostný objekt bude budovaný prevažne technológiou betonáže na podpernej skruži s použitím závesného debnenia pre pole nad korytom toku Hornád.

Najdlhší most v úseku rýchlostnej cesty R2 dĺžky 284,0 m je objekt 208-00, ktorý premostuje železničnú trať, cestu III/3416 a vetvu prístupovej cesty odpočívadla Valaliky. Mostný objekt je navrhnutý ako dva samostatné mosty pre každý smer rýchlostnej cesty. Nosná konštrukcia oboch mostov staticky pôsobí ako deväťpóľový spojený staticky neurčitý nosník a je navrhnutá z vopred predpätých prefabrikovaných nosníkov, ktoré sú votknuté do priečnikov. Na oporách aj podperách je nosná konštrukcia uložená na dvojicu hrncových ložísk. Pevné uloženie je navrhnuté na podpere č.5. Rozpätia všetkých polí oboch mostov sú dĺžky 30 m. Spodná stavba mosta je tvorená dvojicou opôr a ôsmimi medziľahlými podperami. Krajné opory sú navrhnuté ako úložné prahy zo železobetónu s rovnobežnými zavesenými krídlami založené na veľkopriemerových pilótach. Výška úložných prahov je 1,5 m – 1,875 m, šírka 2,8m. Medziľahlé podpery sú navrhnuté ako dvojica stĺpov šesťuholníkového prierezu s nepravidelnými stranami votknuté do železobetónového základu založeného na veľkopriemerových pilótach.

Vzhľadom na zložité základové pomery prevláda hlbinné zakladanie mostných objektov na veľkopriemerových pilótach, ktoré sú votknuté do neogénneho podložia.

2.3. Odpočívadlo Valaliky

Odpočívadlo Valaliky je navrhnuté ako veľké odpočívadlo typu B v km 11,4, vľavo, v katastri mestskej časti Barca, okres Košice IV, v blízkosti obce Valaliky. Odpočívadlo je na rýchlostnú cestu R2 napojené obojsmerne prostredníctvom samostatných križovatkových vetiev. Odpočívadlo plní obslužné ako aj oddychové funkcie. Sú navrhnuté územné rezervy

pre čerpaciu stanicu pohonných hmôt a objekt rýchleho občerstvenia. Súčasťou sú odstavné plochy 70 pre osobné vozidlá, 10 pre autobusy, 42 pre nákladné vozidlá a ďalej plochy pre odpočinok.

2.4. SSÚR Šebastovce

Stredisko správy a údržby rýchlostnej cesty je technickou základňou pre údržbu ciest: R4 v úseku okružná križovatka R4 s cestou I/17 – štátna hranica SR/MR, dĺžka 14,175 km a R2 v úseku Moldava nad Bodvou – Košické Olšany, dĺžka úseku 39,84 km. Celková dĺžka zvereného úseku je 54,015 km. Jedná sa o stredisko základného typu, pričom jeho hlavnými činnosťami sú správa rýchlostnej komunikácie, údržba vozoviek, objektov v správe NDS a.s., údržba technických zariadení, dopravného značenia rýchlostnej cesty a mechanizmov, ktoré zabezpečujú uvedené činnosti. V areáli strediska sú objekty pre parkovanie vozidiel a mechanizmov, ich údržbu a čerpanie pohonných hmôt, skladovacie priestory pre posypové materiály, náhradné diely, dopravné značky, odpady a objekty pre administratívu strediska. Areál strediska s celkovou plochou cca 35 500 m² bude patriť pod správu SSÚR Košice ako vysunuté stredisko.

3. ZÁVER

V súčasnosti je na celý úsek rýchlostnej cesty spracovaná dokumentácia na ponuku v podrobnosti dokumentácie na realizáciu stavby a aktuálne prebieha verejná súťaž na zhotoviteľa II. úseku, ktorú Národná diaľničná spoločnosť a. s. vyhlásila v 12/2018. Výstavba je plánovaná na tri roky. Predpokladaná hodnota stavebných prác je 132,583 mil. eur. Stavba bude spolufinancovaná z prostriedkov EÚ.

Literatúra

- [1] Dokumentácia DRS „Rýchlostná cesta R2 šaca – Košické Olšany, II.úsek“: Valbek s.r.o. 2018

TRI KLENBOVÉ MOSTY NA STAVBE R4 SEVERNÝ OBCHVAT PREŠOVA, I. ETAPA

Mojmír Štefanec¹

ABSTRAKT

Na predmetnej stavbe je v rámci realizácie mimoúrovňovej križovatky Dúbrava potrebné previesť výjazdové a nájazdové vetvy z/na rýchlostnú cestu, ktoré prekonávajú prekážku v mieste novej preložky potoka Dzikov. K tomuto účelu slúžia tri presypané klenbové monolitické železobetónové mosty s rozpätím do 26 m. Ide o mostné konštrukcie s názvami podľa objektovej skladby: SO 214 Most na vetvách 3 a 4 križovatky Prešov – sever nad potokom Dzikov, SO 232 Most na vetvách 5 a 6 križovatky Prešov – sever cez potok Dzikov v km 1,002 a SO 233 Most na vetvách 5 a 6 križovatky Prešov – sever cez potok Dzikov v km 0,775. Všetky tieto mostné konštrukcie realizuje spoločnosť VÁHOSTAV-SK, a.s. Bratislava, vedúci člen Združenia realizujúceho stavbu R4 severný obchvat Prešova, I. etapa.

1. ÚVOD

Stavba R4 Severný obchvat Prešova, I. etapa je súčasťou dopravnej siete Európskej únie TEN-T, ktorá je súčasťou medzinárodného európskeho ťahu E 371 v smere zo severu na juh. Realizáciou tejto etapy sa prevedie doprava v smere od Sabinova do mimoúrovňovej križovatky Vydumanec na diaľnicu D1, čím sa odľahčí doprava v meste Prešov. Trasa rýchlostnej cesty začína v mimoúrovňovej križovatke Prešov západ (Vydumanec), následne prechádza po svahu vrchu Bikoš nad údolím Šarišského potoka, kde vchádza do tunela a následne po vyústení z tunela mostným objektom preklenuje cyklistický chodník, rieku Torysu, železničnú trať Košice – Muszyna a cestu I/68 a vchádza do mimoúrovňovej križovatky Prešov sever (Dúbrava), situovanou nad údolím potoka Dzikov a za ktorou trasa v km 4,3 končí. V tejto križovatke je potrebné previesť výjazdové a nájazdové vetvy z/na rýchlostnú cestu, prekonávajúce prekážku v mieste novej preložky potoka Dzikov. K tomuto účelu slúžia tri presypané klenbové monolitické železobetónové mosty s dĺžkou premostenia do 26 m (obrázok 1).



Obrázok 1. Situovanie mostných objektov SO 214, SO 232, SO S33 nad preloženým tokom Dzikov (SO 322) v križovatke Dúbrava

¹ Ing. Mojmir Štefanec, VÁHOSTAV-SK, a. s., Priemyselná 6, 821 09 Bratislava, tel.: +421 41 517 1285, e-mail: mojmír_stefanec@vahostav-sk.sk

Stavba začala v 7/2019, lehota výstavby je 1 464 dní. Objednávateľom stavby je Národná diaľničná spoločnosť a.s. Bratislava. Projektantom stavby je Združenie R4 PREŠOV-SEVERNÝ OBCHVAT-PD pod vedením spoločnosti DOPRAVOPROJEKT a.s. Bratislava. Zhotoviteľom stavby je Združenie VÁHOSTAV – SK – TuCon R4 Severný obchvat Prešova. Vedúci člen Združenia je spoločnosť VÁHOSTAV – SK, a.s. Bratislava, ktorá je aj zároveň Zhotoviteľom všetkých troch predmetných mostov s názvami uvedenými vyššie. Práce na objektoch realizuje Stredisko mostov.

2. CHARAKTERISTIKA A POPIS MOSTNÝCH OBJEKTOV

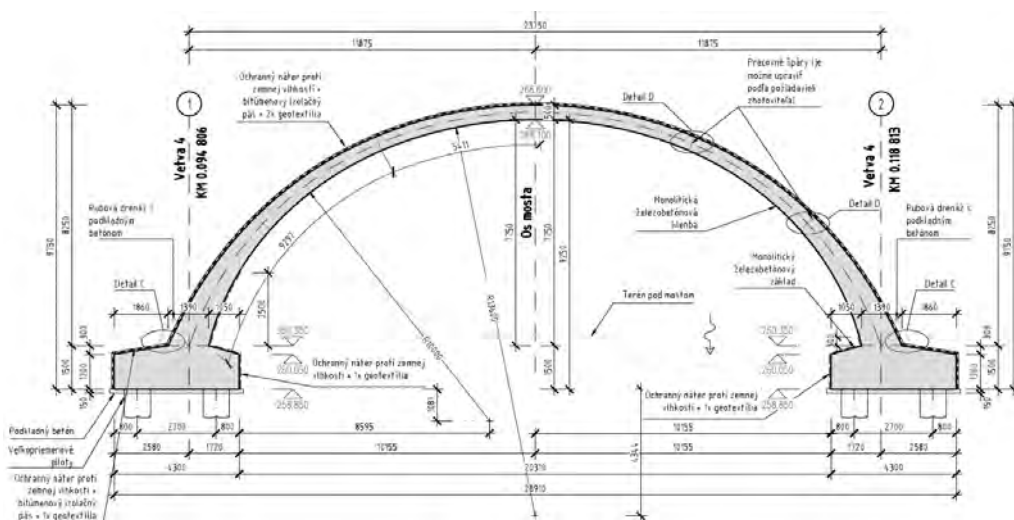
2.1 Účel a umiestnenie

Mostné objekty sú situované v extraviláne obce Veľký Šariš, východne od obce. Územie, v ktorom sú umiestnené, je mierne zvlnené a nachádzajú sa tu inžinierske siete, ktoré je nutné pred stavbou mostov preložiť. Mostné objekty sa nenachádzajú v zosuvnom území. SO 214 Most na vetvách 3 a 4 križovatky Prešov – sever nad potokom Dzikov (SO 214) prevádza pripájaciu vetvu 3 a odpájaciu vetvu 4 Rýchlostnej cesty R4 (S0 101) od cesty 1/68 (S0 111) v križovatke Prešov - sever (S0 104) ponad preložku potoka Dzikov (S0322), obslužnú komunikáciu k potoku a obslužnú komunikáciu k preložke kanalizácie (S0503). SO 232 Most na vetvách 5 a 6 križovatky Prešov – sever cez potok Dzikov v km 1,002 (SO 232) prevádza pripájaciu vetvu 5 a odpájaciu vetvu 6 rýchlostnej cesty R4 (SO 101-00) od cesty 1/68 (S0111) v križovatke Prešov - sever (SO 104-00) ponad preložku potoka Dzikov (SO 322-00), obslužnú komunikáciu k potoku a obslužnú komunikáciu k preložke kanalizácie (SO 503-00). Obdobne tak SO 233 Most na vetvách 5 a 6 križovatky Prešov – sever cez potok Dzikov v km 0,775 (SO 233).

2.2 Popis mostných konštrukcií

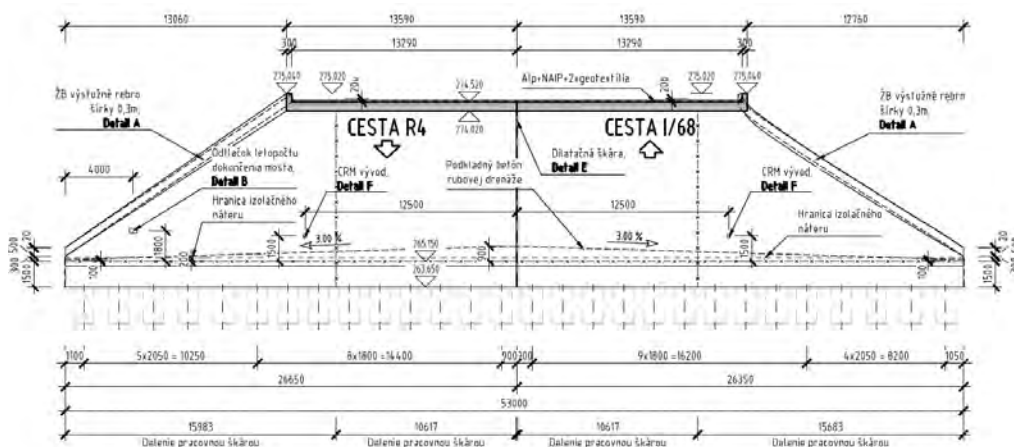
Mosty sú budované ako novostavby a sú riešené ako jednopoložné presypané klenbové monolitické železobetónové konštrukcie. Ich priestorové polohy a rozpätia vychádzajú z umiestnenia a konfigurácie prekážok pod nimi. Z dôvodu nepriaznivých základových pomerov sú tieto konštrukcie založené hlbkovo. Základové pásy sú votknuté do vrtných veľkopriemerových pilót priemeru 1,2 m (SO 214, SO 232) alebo do mikropilót (SO 233).

Kolmé rozpätie mostu SO 214 je 23,75 m, jeho šírka je v päte klenby 69,4 m (resp. 80,5 m), vo vrchole 45,1 m a výška je 14,23 m. Nosná konštrukcia je tvorená monolitickou klenbou premennej hrúbky (1,3 m v päte a 0,5 m vo vrchole konštrukcie) (obrázok 2). Tvar strednice je krivka obecného tvaru a vychádza z optimalizácie konštrukcie z hľadiska minimalizácie ohybových momentov. Sklon čiel mosta zodpovedá, vzhľadom k stiesneným pomerom v oblasti križovatky Dúbrava, povrchu násypu vetiev križovatiek. Na bokoch mosta je navrhnuté stužujúce zosilnené železobetónové rebro (výšky 0,9 m), ktoré zároveň zastáva funkciu rímsy. Hrúbka presypávky nosnej konštrukcie je 5,8 m (resp. 6,1 m) , a to vrátane konštrukcie vozovky. Nosná konštrukcia je rozdelená pracovnými škárami v klenbe so šmykovým ozubom na 4 dilatačné celky (obrázok 5) a v päte je votknutá do pásov výšky 1,5 m a šírky 4,3 m, ktoré sú založené na dvojicu veľkopriemerových pilót priemeru 1,2 m. Je zhotovená z betónu triedy C30/37 - XC4, X01, XF2 (SK), CI 0,4, trieda výstuže nosnej konštrukcie je B 500B.



Obrázok 2. Pozdĺžny rez nosnej konštrukcie mostného objektu SO 214

Kolmé rozpätie mosta SO 232 je 25,00 m, šírka mosta je v päte klenby 53,0 m (resp. 60,3 m) a vo vrchole klenby 27,18 m, výška je 14,6 m. Sklon koncov nosnej konštrukcie v priečnom smere sleduje sklon telesa násypu križoviatkových vetví (obrázok 3). Nosná konštrukcia je tvorená monolitickou klenbou premennej hrúbky (0,9 m v päte a 0,5 m vo vrchole konštrukcie). Vzhľadom k šírke mosta a celkovému priestorovému usporiadaniu križovatky sleduje nosná konštrukcia tvar upraveného koryta potoka Dzikov a je teda v smerovom oblúku s polomerom 163,50 m (v priečnej osi mosta). Sklon koncov nosnej konštrukcie v priečnom smere sleduje sklon telesa násypu križoviatkových vetví. Na strane skosených čiel je nosná konštrukcia vybavená zosilňujúcim rebrom konštantnej šírky 0,3 m, tvoriacim rímsu. Výška rebra je na rubovej strane konštantná 0,5 m, v lícnej premenná, pričom horný povrch rebra bude skosený smerom k rubu rebra. Nosná konštrukcia je rozdelená pracovnými škármi v klenbe so šmykovým ozubom na 2 dilatačné celky, a v päte je votknutá do pásov výšky 1,5 m a šírky 2 m, ktoré sú založené v priečnom reze na jeden rad veľkopriemerových pilót priemeru 1,2 m. Je zhotovená z betónu triedy C35/45 - XC4, XD1, XF2 (SK), CI 0,4, trieda výstuže nosnej konštrukcie je B 500B.



Obrázok 3. Priečny rez nosnej konštrukcie mostného objektu SO 232

Klenba SO233 má svetlú šírku 25,990 m a výšku 7,118 m. Nosná konštrukcia je tvorená monolitickou klenbou premennej hrúbky (0,8 m v päte a 0,5 m vo vrchole konštrukcie). Na vtoku a výtoku je ukončená portálovými stenami, ktoré sú monoliticky spojené s klenbou. Portály sú mierne šikmé (uhol k osi klenby = $75,53^\circ$ na vtoku a $76,82^\circ$ na výtoku). Šikmé ukončenie klenby bolo zvolené z dôvodu, aby konštrukcia mosta nevystupovala z trvalých záberov cestného telesa (obrázok 4).



Obrázok 4. Realizácia mostného objektu SO 233 – pohľad na klenbu a portálové časti, realizácia násypu s postupným budovaním súvisiaceho oporného múru a prekládky potoka Dzikov (SO 322)

Nosná konštrukcia je v päte votknutá do pásov premenlivej výšky 1,2 až 2,26 m a šírky 4 m, ktoré sú založené na štyri rady mikropilót dĺžok 12 až 15 m + 0,75 m s rôznym odklonom od zvislice v intervale 0° až 40° , zhotovených z ocelevej rúry 108/16. Je zhotovená z betónu triedy C30/37 - XC4, XF1 - (SK) - CI 0,4 - max 22 - S4, trieda výstuže nosnej konštrukcie je B 500B. Postup betonáže je rozdelený na tri časti, kde stredná časť bude vybetónovaná v časovom odstupe 14 dní. Z dôvodu výstavby je možné rozdeliť nosnú konštrukciu klenieb horizontálnymi pracovnými škármi. Mosty je nutné budovať v nadvýšenom tvare. Rub nosnej konštrukcie, vrátane základu, je opatrený penetračným náterom a izolovaný schváleným systémom z hydroizolačných bitúmenových pásov ,celoplošne natavených na betónovej konštrukcii. Izolácia je vytiahnutá (natavená na penetračnom nátere) až na rub výstužného rebra do výšky 0,3 m nad pracovnú škáru. Všetky pracovné škáry sú zo strany prisypania zaizolované nataveným izolačným modifikovaným pásom. Tesniace profily dilatačnej škáry sú z rubovej strany ochránené vlákno cementovou doskou. Celá izolácia je chránená zdvojenou vrstvou geotextílie 2 x 300 g/m², ktorá má okrem ochrannej aj drenážnu funkciu v spojitosti s ochranným štrkopieskovým obsypom hr. 1,0 m, rozprestreným po celej ploche klenby. Odvodnenie za rubom konštrukcie zabezpečuje priečna drenáž priemeru min. 150 mm, uložená na podkladnom betóne v spáde min. 3,0 %, ktorá je vyvedená na bokoch konštrukcie do vývarísk.

Pre prípadnú revíziu je prístup pod mosty zabezpečený pomocou terénnych schodísk, ktoré vedú od krajnice až po päť svahu. Majú šírku 0,75 m a sú olemované stenkami šírky 0,20 m. Výška a šírka stupňa je premenná. V zmysle projektu pre jednotlivé mosty sú zábradlia osadené do hornej hrany rímasy na portáloch, krídlach, oporných múroch a do terénneho schodiska. Sú navrhnuté ako kompozitné s pozdĺžnou výplňou, so vzdialenosťou stĺpikov maximálne 1,0 m, uchytené cez kotevnú platňu lepenými kotvami M12. Pod kotevnou platňou je plastmalta hrúbky 10 mm. Výška zábradlia je 1,1 m.

2.3 Požiadavky na meranie a zaťažovacie skúšky

Podľa spracovaného korózneho prieskumu sa nosná konštrukcia nachádza v stupni 4 a je nutné zrealizovať základné ochranné opatrenia pre obmedzenie vplyvu bludných prúdov. Primárnu ochranu zabezpečí dostatočné krytie výstuže betónom a dodržanie povolených podielov chloridov v cemente a zámesovej vode. Sekundárnu ochranu zabezpečí ochrana pred zemnou vlhkosťou asfaltovými nátermi a vzájomné prepojenie výstuže, vrátane jej vyvedenie na povrch na meracie doštičky.

Pre potreby dlhodobého pozorovania objektu sú na nosnej konštrukcii osadené reflexné geodetické značky (odrazné terčiky), vplenené do vrstiev v nosnej konštrukcii. Umiestnené sú vo vrchole klenby a po jej bokoch nad upravený terén. Do ríms na portáloch, krídlach a oporných múroch sú osadené klincové značky. Pozorovacie body sú zhotovené z nekorodujúcich materiálov. Počas zasypávania konštrukcie sa pravidelne kontroluje geometria klenby, a to meraním horizontálnych a vertikálnych pohybov pozorovaných bodov na klenbe. Dlhodobé sledovanie objektu bude nadväzovať na meranie počas výstavby. V rámci dlhodobého sledovania budú vykonávané geodetické merania vertikálnych aj horizontálnych deformácií v mieste pozorovaných bodov.

Pred prácami na zakladaní mostov (SO 214 a SO 232) boli vykonané zaťažovacie skúšky dvoch veľkopriemerových pilót (jedna pre každý základ). Skúšky integrity boli vykonané pre všetky pilóty. Zaťažovacie skúšky na mikropilótach (SO 233) boli vykonané 4 ks (po 2 skúškach na každom základe). Vzhľadom na fakt, že sa jedná o presypané mostné konštrukcie, nevyžaduje sa vykonanie zaťažovacej skúšky.

3. VŠEOBECNÝ POPIS REALIZÁCIE

Realizácia predmetných mostov prebiehala v súlade s platným harmonogramom stavby. Po sprístupnení stavby, odstránení vegetácie a ornice, vykonaní archeologického a pyrotechnického prieskumu boli preložené kolízne inžinierske siete (silnopráúdové vedenia, kanalizácia) a postupne realizované pri jednotlivých mostoch dočasné prekládky toku Dzikov. Po vykonaní výkopových prác, zaťažovacích skúšok veľkopriemerových pilót a mikropilót prebehla samotná realizácia špeciálneho zakladania, a po ňom sa zrealizovali podkladové betóny a základové pásy. Súbežne bola spracovaná výrobnotechnická dokumentácia podpernej skruže, vrátane návrhu postupu odebňovacích, armovacích a betonárskych prác. V priestore pod budúcou klenbou bola zriadená v nevyhnutnom rozsahu spevnená panelová plocha s únosnosťou 60 Mpa, na ktorej bola zmontovaná ľahká podperná skruž a spodná vrstva debnenia, a to za neustáleho presného geodetického merania (obrázok 5 a 6). Každá nosná konštrukcia klenieb všetkých troch zmieňovaných mostov mala iné rozmery čo do výšky/šírky/dĺžky (tiež premenlivé šírky a dĺžky) mosta, rozdielne hrúbky steny klenby, rôzne vedenie v smerovom oblúku, skosenie čiel a výšky ríms alebo portálov jednotlivých klenieb. Tieto skutočnosti kládli vysoké nároky na geodetickú kontrolu a samotnú realizáciu odebňovacích prác. Po uložení armatúry a jej prevzatí stavebným dozorom bolo možné dohodnutú etapu zabezpečiť/uzavrieť aj z vrchnej strany. Obojstranné debnenie bolo nutné použiť vzhľadom na šikmé stúpanie a požadovaný tvar klenbovej monolitickéj železobetónovej konštrukcie v jej spodnej časti. V zmysle odsúhlaseného postupu betonáže boli v projekte exaktne určené dilatačné škáry, pracovné horizontálne a vertikálne škáry boli spoločne navrhnuté a odsúhlasené projektantom predmetného stavebného objektu a zodpovednými pracovníkmi VÁHOSTAV-SK.

Na každý stavebný objekt bol spracovaný osobitný technologický postup výstavby. Po zabetónovaní nosnej konštrukcie, ríms resp. portálov bola klenba zaizolovaná izolačným súvrstvom (obrázok 6 vpravo) popísaným vyššie a bolo možné pristúpiť k jej samotnému presypaniu v súbehu s realizáciou násypu súvisiacich cestných stavebných objektov. Pre obsyp konštrukcie bola použitá zemina vhodná do násypov. Hutnený zásyp bol zhotovovaný symetricky

z oboch strán klenbovej konštrukcie po vrstvách hrúbky 0,3 až 0,6 m, v závislosti na druhu použitého materiálu. Hutnenie prebehlo ľahkými hutniacimi prostriedkami na ID min 0,85 , 95% Proctor Standard. Zásyp konštrukcie bol zazubený do násypu telesa cesty v sklone 1:1 po hutniacich vrstvách, aby z dôvodu zabezpečenia rovnomerného sadania násypov bolo dosiahnuté čo najlepšie previazanie príľahlých násypových telies. Nad nosnou konštrukciou bol realizovaný celoplošný ochranný obsyp hrúbky 1,0 m s použitím štrkopiesku frakcie 8-16 mm, ktorý tiež plní drenážnu funkciu. V závislosti od jednotlivého technického riešenia mostov boli tiež súbežne realizované oporné múry s previazaním na nosnú konštrukciu klenby, ktoré boli priebežne po vrstvách zasypávané a hutnené až po aktívnu zónu (obrázok 4). Následne boli/budú budované konštrukčné vrstvy vozoviek, vrátane zvršku a ochranných prvkov, a záverečné terénne úpravy.



Obrázok 5. Postupná realizácia mostného objektu SO 214 v zmysle schválenej etapizácie



Obrázok 6. Realizácia I. dilatačného celku nosnej konštrukcie a hotový zaizolovaný celý mostný objekt SO 232

4. ZÁVER

Presypané klenbové monolitické železobetónové mosty majú určité svoje miesto v inžinierskom staviteľstve. Vyvstáva však otázka, či je účelné a praktické, keď napríklad vyššie uvedené tri klenby prekonávajúce identickú prekážku majú každá rozdielnu geometriu pozdĺžneho rezu a rôzne premenlivé hrúbky konštrukcie. Iste, je to ovplyvnené v danom mieste parametrami a povahou prekonávanej prekážky, typom prevádzanej komunikácie a jej zaťažením. Domnievame sa ale, že z pohľadu prácnosti, rýchlosti výstavby a možnej unifikácie výrobkov by tieto konštrukcie bolo možné zrealizovať ako prefabrikované bez toho, aby bola narušená krása a efekt klenbovej konštrukcie (obrázok 7). Zmluvné podmienky tejto stavby však zmenu neumožňovali a tak bolo dielo zrealizované/realizuje sa tak, ako je navrhnuté. V tejto turbulentnej dobe vysokých cien vstupných materiálov, spojených s ich permanentným nedostatkom, sa spoločnosť VÁHOSTAV-SK aj napriek zmieneným skutočnostiam s realizáciou všetkých troch presypaných klenbových monolitických železobetónových mostov ako zodpovedný zhotoviteľ úspešne vysporiadala.



Obrázok 7. Pohľad na presypaný mostný objekt SO 232 so zrealizovanou časťou preložky potoka Dzikov (SO 322), v pozadí zabetónovaný mostný objekt SO 233

Zdroje:

[1] – projektová dokumentácia stavby pre mostné objekty SO 214, SO 232, SO 233, ktorú vypracovalo v stupni

DP/DRS Združenie R4 Prešov pod vedením HBH Projekt s.r.o Brno a v stupni DVP Združenie R4

PREŠOV-SEVERNÝ OBCHVAT-PD pod vedením DOPRAVOPROJEKT a.s. Bratislava

[2] – www.ndsas.sk

[3] – VÁHOSTAV-SK, a.s. Bratislava (vrátane fotografií)

NOVÝ ŽELEZNIČNÝ MOST NAD NOSICKOU PRIEHRADOU A REALIZÁCIA EXTRADOSOVÝCH KÁBLOV

Peter Ďuriš¹, Peter Pažma²

ABSTRAKT

Prezentovaný most ponad Nosickú priehradu je našim druhým najväčším projektom s využitím extradosových káblov. Most je súčasťou modernizácie železničnej trate a jedná sa o najväčší most na tomto traťovom úseku. Vzhľadom na špecifický charakter prekážky sme sa museli sústrediť na vyriešenie viacerých hydrogeologických a geoelektrických problémov. V kombinácii s extradosovými káblami môžeme prehlásiť, že sa jedná o unikátny projekt v našom regióne.

1 ÚVOD

Most, ktorého výstavbu Vám dnes predstavíme, je súčasťou modernizácie trate Púchov – Žilina pre rýchlosť do 160 km/hod. Prevádza železničnú trať z pravého brehu Nosickej vodnej nádrže na ľavý breh. Na pravom brehu križuje štátnu cestu II/507 Púchov – Považská Bystrica, na ľavom brehu most končí v blízkosti cesty III/5171 Milochov – Považská Bystrica. Po dokončení bude most umožňovať splavnosť Váhu dvomi plavebnými šírkami v poliach 3 a 4.



Obr. 1: Pohľad na konštrukciu

¹ Ing., Doprastav a. s., závod Bratislava, Drieňová 27, 826 56 Bratislava,
tel.: +421 908 752 187 e-mail: peter.duris@doprastav.sk

² Ing, PhD, Doprastav a. s., Drieňová 27, 826 56 Bratislava,
tel.: +421 907 801 928 e-mail: peter.pazma@doprastav.sk

2 VÝSTAVBA MOSTA

2.1 Zakladanie

Pred začiatkom výstavby bolo nutné zriadiť najskôr dočasný násyp do priehrady v objeme 100 000 m³. Tento násyp, z ktorého výstavba prebieha, tvorí zároveň najväčšiu prekážku prúdenia vody v priehrade, preto pri navrhovaní zakladania estakády bolo nutné rešpektovať hydrologické parametre prúdiacej vody. Zúženie prietochného profilu spôsobilo nutnosť fázovania, kde rozhodujúce fázy výstavby sú podložené hydrotechnickým výpočtom. Hydrotechnický výpočet spracovala spoločnosť DHI Slovakia a rieši hydraulické pomery pre dva povodňové stavy prietokov – 10-ročný a 100-ročný prietok a dve limitné výšky na hrádzi. Výsledky hydrotechnického výpočtu slúžia na posúdenie stability dočasných konštrukcií v priehrade a v podstate vylúčili súčasnú realizáciu polostrovov pri pilieri č.6 a pilieri č.3, takže polostrov č.3 sa môže realizovať až po rozobratí polostrova č.6.

Samotné hlbinné zakladanie estakády pozostáva z veľkopriemerových pilôt priemeru 880 mm v dĺžkach od 6 m po 14,9 m. Pilóty boli realizované z výškovej úrovne terénu polostrova s dĺžkou hluchého vrtania od 3,80 m po 10,30 m, okrem pilierov č.3, 4 a 5, ktoré sa realizovali z plávajúcich pontónov. Nasledovalo baranenie štetovnicových stien z polostrova, okrem pilierov č.3, 4, 5 a 6, ktoré sú baranili opäť z plávajúcich pontónových súprav. Pre zabezpečenie vodotesnosti a deformačnej stability stavebných jám sa realizovala aj trysková injektáž zvislých stien a dna. V prípade stavebných jám č.3, 4, 5 a 6 bola doplnená o sanačnú tryskovú injektáž, ktorá systémom injektovaných rebier zvyšuje stabilitu a odolnosť ostrovov a polostrovov. Následný výkop stavebných jám sprevádzala postupná montáž rozperných rámov štetovnicových obohrádzok v počte 1 až 3, ďalej betonáž podkladného betónu a odbúranie hláv pilót. Kvalita pilótových základov sa preukazovala dynamickými skúškami integrity pilót PIT a v prípade rohových pilót aj testovaním integrity ultrazvukovou metódou CHA.



Obr. 2: Vrtanie pilót z plávajúceho pontóna

2.2 Spodná stavba – piliere a opory

Základy medziľahlých podpier sú obdĺžnikového tvaru s rozmermi 10,8 x 9,0 x 2,2 m, základy s pevnými ložiskami majú rozmery 10,8 x 12,6 x 2,8 m a betónované sú priamo do štetovnicových obohrádzok, ktorých vnútorná stena je vystlaná nopovou fóliou. Základ piliera č.2, ktorý sa nachádza pri štátnej ceste II/507 Púchov – Považská Bystrica, sa od ostatných líši tým, že je pootočený v rovine o 53° tak, aby nezasahoval do gabaritu cesty.

Piliere majú valcovitý tvar priemeru 4 m, v prípade pilierov č.6 a 7 je to 5 m a budovali sa pomocou systémového výsuvného debnenia po záberoch dĺžky 4,8 m. Piliere sa budovali na 1 až 3 zábery, pričom ten prvý záber bol zväčša kratší, tzv. nultý. V hornej časti prechádza kruhový driek do trojuholníkovej hlavice s pričnou šírkou 12,5 m. Spodná časť hlavice spolu s valcovými časťami piliera sa budovala v rámci 1. etapy, v 2. etape sa dokončila samotná hlavica pomocou samostatného debnenia. Do hlavice sa pred betonážou osadili kotevné prvky revízných plošín v počte 16 ks a 2 ks CRM-dosiek pre vytvorenie iskriska. Hlavica č.2 je svojím tvarom trochu štíhlejšia z dôvodu zásahu do gabaritu blízkej cesty a sú v nej osadené predpínacie tyče dywidag 36 WR, určené na stabilizáciu vahadla č.2 k pilieru.

Krajné opory č.1 a 13 sú tvorené základovým pásom, driekom, úložným prahom, záverným múrikom, krídlami a prechodovými doskami. Opora č.13 je ako jediná založená plošne na výškovo odskočenom základe z dôvodu šikmého terénu a jej podložie bolo vylepšené sanačnou tryskovou injektážou z dôvodu zníženej únosnosti podložia opory, ktoré je navyše ovplyvňované kolísavou hladinou vody v priehrade.

Betonárska výstuž základov, pilierov, hlavíc aj opôr bola zvarená tak, aby vytvorila tzv. „Faradayovu klieťku“ na ochranu konštrukcie proti účinkom bludných prúdov.



Obr. 3: Pohľad na atypickú hlavicu piliera č.2

2.3 Nosná konštrukcia a hlavná charakteristika extradosoých káblov

Nosnú konštrukciu mosta tvorí dvojkomorový nosník s konštantnou výškou prierezu zavesený na extradosoých závesoch po oboch stranách mosta. V pozdĺžnom smere sa jedná o spojitý 12-pol'ový nosník o rozpätiach 39 + 10x51,5 + 37,59 m. Pričný prierez mosta je dvojkomorový so stredovým trámom šírky 700 mm a kolmými trámovými stenami. Napriek

rozpätíu polí 51,5 m je priečny prierez mosta mohutnejší a ťažší od cestného mosta v priemere o 35%. Nosná konštrukcia sa buduje z dvoch strán pomocou dvoch technológií, čo umožnilo v harmonograme časovú úsporu a rieši problém nedostatku priestoru v prvých dvoch poliach mosta. Práve tieto dve polia boli budované metódou letnej betonáže, zatiaľ čo ostatných 10 polí sa realizovali metódou výsuvnej skruže od opory č.13. Betonáž lamiel i záberov na skruži prebiehala vo dvoch fázach – v 1. fáze sa betonovala spodná doska a trámy spolu s kompletnými priečnikmi a v 2. fáze sa betonovala horná doska.

Výstavbe lamiel predchádza najprv výstavba zárodok na pilieri č.2. Zárodok mal dĺžku 15,5 m a počas výstavby vahadla bol asymetricky podopretý dočasným pilierom vo vzdialenosti 5,5 m od osi piliera č.2 v smere staničenia. Ide o vystužený železobetónový pilier s rozmermi 1 200 x 1 700 mm doplnený o 8 ks predpínacích tyčí dywidag, ktoré pripínajú vahadlo k základu č.2. V mieste nad dočasným pilierom je zárodok vystužený o masívne predpäté rebro predopnuté dočasnými priečnymi káblami, ktoré sa odstránia po zmonolitnení nosnej konštrukcie. Výstavba lamiel sa realizuje vozíkmi letnej betonáže, ktoré skonštruoval Doprastav. Ide o upravené spodné vozíky letnej betonáže typ Žarnovica, ktoré boli prvýkrát nasadené v r. 2009 na stavbe R1 Žarnovica – Šášovské Podhradie. Vozíky boli spevnené a šírkoovo upravené na dvojkomorový prierez mosta. Vahadlo č.2 sa budovalo ako asymetrické – smerom k opore č.1 je 7 lamiel a smerom k pilieru č.3 je lamiel 9, kde posledná lamela je zmonolitňujúca. Cyklus výstavby jedného páru lamiel bol 14 dní.

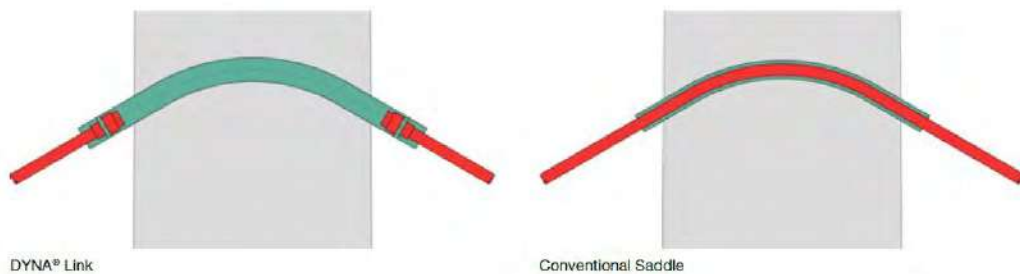
Z opačnej strany, teda od opory č.13 prebiehala výstavba mosta na výsuvnej skruži od spoločnosti Strukturas. Ide o hornú výsuvnú skruž s dvoma hlavnými nosníkmi, ktorej nosný systém sa zmontoval na ploche za oporou č.13 a následne vysunul do 1. etapy. Kvôli tomu sa zrealizoval priečník č.13 vopred, aby mala výsuvná skruž oporný bod pre zadnú nohu. Na nosný systém skruže sa montovali závesné konzoly s debnením, hydraulika a závesné tyče pre betonáž. Ďalšie priečniky boli už betónované na skruži v rámci danej etapy. Cyklus výstavby jednotlivých etáp bol 30 dní vrátane presunu skruže do ďalšej etapy.

Predpínací systém mosta tvoria súdržné káble, voľné káble a extradosové káble (EDS). Súdržné káble 15 a 19-lanové sú uložené v plastových rebrovaných rúrach a spolu so špeciálnymi spojkami a kotvami navrhnutými spoločnosťou DYWIDAG-Systems Internationa GmbH, vytvárajú elektroizolačný predpínací systém chrániaci výstuž pred účinkami bludných prúdov. Trasované súdržné káble v poli alebo v lamele sa predpínajú v 3 etapách, káble spojitosti zmonolitňujú vždy 2 susedné polia. Druhou zložkou predpínacieho systému mosta tvoria kompaktné 19-lanové voľné káble typu monostrand s extrudovaným PE-obalom, ktoré sú vedené v káblových kanálikoch HDPE 110 mm cez poľové deviátory a kotvené sú buď v krajných priečnikoch alebo v priečnikoch č.5 a 9. Tretou súčasťou predpínacieho systému sú závesové káble – extradosové. Nad každým pilierom sa nachádza dvojica nízkych pylónov výšky 6,55 m a vzdialených od osi nosnej konštrukcie v priečnom smere 5,85 m. V pylónoch sú umiestnené oceľové sedlá DYNA® Link Anchor Box System, vždy 4 ks v jednom pylóne, v nosnej konštrukcii sú zabudované oceľové prechodky S 355 JR ukončené v náliatku mostovky pod konzolou. Extradosový systém tvoria 19-lanové káble uložené v chráničkách HDPE priemeru 125 mm a kotvené v sedlách pylónov a v náliatkoch pod mostovkou. Káble boli napínané v 2 krokoch – po zmonolitnení nosnej konštrukcie a po uložení štrkového lôžka.

Charakteristika extradosových káblov:

- dĺžka káblov od 24,28 do 48,47 m;
- 19 lán pre každý kábel;
- celková hmotnosť lán bola 75,81 ton;
- celkový počet aktívnych aj pasívnych kotiev typu DG-P19 na projekte bolo 176 ks;
- celkový počet sediel DYNA® Link Anchor Box bol 44 ks;

Predovšetkým tieto oceľové sedlá prešli najvýraznejšou zmenou v porovnaní s našim predchádzajúcim projektom estakáda Považská Bystrica, z roku 2010. V tomto prípade boli na projekte použité štandardné konvenčné sedlá, typické pre toto obdobie. Princíp týchto sediel umožňoval paralelný prechod lán cez pylón. V praxi bolo treba na špecifickom úseku odstrániť ochranný PE obal lana s mazivom, a po kompletnej inštalácii a napnutí sa laná v mieste zníženej ochrany dodatočne preinjektovali cementovou maltou.



Obr.4: Porovnanie klasických sediel s riešením DYNA® Link

Z hľadiska návrhu pôvodné riešenie limituje projektanta k použitiu symetrického počtu lán, prípadne skutočná efektívna dĺžka kábla v mieste kotvenia v časti oblúku. Laná mali vzhľadom na svoje usporiadanie v priečnom reze rôznu osovú silu, a teda v závislosti od polomeru zakrivenia aj rôznu veľkosť priečneho prítlaču v mieste zakrivenia. Ďalším dôležitým kritériom je presné stanovenie koeficientu trenia. Ako vyplýva z odporúčania *fib* bulletin 30, koeficient trenia pre konkrétny návrh by mal byť testovaný v samostatných podmienkach. Toto kritérium je teda prakticky veľmi ťažko splniteľné vzhľadom na náklady s tým spojené. Konvenčné riešenie prechodu lán cez pylón sa rovnako neodporúča v miestach so zvýšenou seizmickou aktivitou. V neposlednom rade treba poukázať aj na možnosť údržby počas prevádzky. Laná ktoré takto prechádzajú cez pylón a sú zainjektované, nie je možné vizuálne kontrolovať.

Tieto a ostatné ďalšie faktory viedli k aktualizácii riešenia do podoby DYNA® Link Anchor Box prvkov. Riešenie pozostáva z masívneho oceľového sedla osadeného priamo do pylónu a dvoch samostatných káblov, ktoré zabezpečujú spojenie medzi mostovkou a pylónom. Oceľový profil neumožňuje prechod kábla cez pylón, no slúži ako krátka konzola, do ktorej je vsadená pasívna kotva kábla.



Obr. 5: Osadenie prípravkov DYNA® Link Anchor Box (vľavo) a samotná montáž extrasosových káblov (vpravo)

Týmto spôsobom sme vedeli eliminovať všetky vyššie nežiaduce vplyvy. Presná hodnota trenia je testovaná v laboratórnych podmienkach a deklarovaná výrobcom systému. Prístup na inštaláciu kotiev môže byť jednoducho prispôbený potrebám projektu. No ako najväčšiu výhodu považujeme možnosť inštalácie káblov nesymetricky, ako vidno na obr. 5, vpravo. Rovnaké podmienky vie projektant definovať aj v čase návrhu konštrukcie najmä v prípade mimoriadneho návrhového zaťaženia.

Podobný spôsobom bol realizovaný aj projekt na stavbe D1 Prešov, západ – Prešov, juh, objekt SO 210. Z požiadaviek projektanta sa na projekte použilo iba 27 lán pre každý kábel. Z hľadiska prevádzky je ale možné rozšírenie každého kábla o 4 lanové jednotky. Takýmto spôsobom vieme zvýšiť prevádzkovú silu v kábli (tj. 60% GUTS pre extradosové káble) z aktuálnych 3,767 kN na 4,325 kN, bez výraznejšieho zásahu do konštrukcie mosta.

3 ZÁVER

Železničná estakáda ponad Nosickú priehradu je v tomto čase v podmienenom užívaní z dôvodu ešte prebiehajúcich prác na nadväzujúcich objektoch. Okrem samotnej prípravnej fázy a časti projektu bolo určite najzložitejšou fázou technická realizácia výstavby. Kombinácia dvoch metód výstavby, špecifické hydrogeologické a geoelektrické pomery spolu s použitím modernizovaného riešenia sediel extradosových káblov určite radia túto konštrukciu k unikátnym projektom v našom regióne. S týmito výzvami sa vysporiadal kolektív pracovníkov Doprastav, a.s.

Literatúra

- [1] Fib Bulletin 30: *Acceptance of stay cable systems using prestressing steels*, 2005
- [2] DYWIDAG-System international: *DYWIDAG Multistrand stay cable systems brochure*, 2018
- [3] Ing. Konečný L.: *Technická správa*, 2017

MOST NAD VESLÁRSKOU DRÁHOU NA DIAĽNICI D4

Adrián Chalupec¹ – Martin Ondroš² – Petr Novotný³

ABSTRAKT

Príspevok popisuje analýzu a návrh 470 m dlhého diaľničného mosta D4 v hlavnom meste SR Bratislave. Tento most je súčasťou 2941,55 m dlhého (786.95 m + 470 m + 430 m + 1254.60 m) diaľničného súmostia cez rieku Dunaj a jeho okolia. Hlavné pole predpätého trojpoľového komorového mosta s dĺžkou 210 m je najdlhšie pole, aké bolo kedy na Slovensku postavené technológiou letmej betonáže. Výška prierezu sa pohybuje od 4,30 m v poli do 13,0 m pri pilieroch. Prierez šírky 34,5 m nesie 4-pruhovú vozovku, chodník a cyklistický chodník. Jadro mostného objektu bolo budované technológiou letmej betonáže. Konzolové dosky priečného rezu boli realizované dodatočne po vybudovaní jadra prierezu.

1 Úvod

Mostný objekt je v poradí druhým mostom zo 4 mostov Dunajského súmostia, ktoré prevádzajú diaľnicu D4 ponad rieku Dunaj, inundačné územie Dunaja a priľahlé oblasti v celkovej dĺžke 2941,50 m.

Všetky mosty majú jednokomorovú nosnú konštrukciu s obojstrannými konzolami podopretými železobetónovými prefabrikovanými vzperami pre obidva dopravné smery. Budovanie nosnej konštrukcie v priečnom smere je navrhnuté v dvoch etapách. Nosná konštrukcia je predpätá v pozdĺžnom aj priečnom smere.

¹ Ing., DOPRAVOPROJEKT, a.s., Kominárska 141/2,4, 832 03 Bratislava, Slovakia, +421 44 547 44 16,

e-mail: chalupec@dopravoprojekt.sk

² Ing., DOPRAVOPROJEKT, a.s., Kominárska 141/2,4, 832 03 Bratislava, Slovakia, +421 44 547 44 25,

e-mail: ondros@dopravoprojekt.sk

³ Ing., Ph.D., SHP s.r.o., Bohunická 133/50, 619 00 Brno, Czech Republic, +420 547 101 833,

e-mail: p.novotny@shp.eu

2 Most nad veslárskou dráhou

Mostný objekt bol navrhnutý ako trojpoľový spojitý komorový nosník z dodatočne predpätého betónu dĺžky 470,0 m s dĺžkou polí $127,5 + 210,0 + 127,5$ m. Postavený bol technológiou letmej betonáže s rozpätím hlavného poľa 210 m.

Výška jadra prierezu je premenlivá od 4,30 m v strede rozpätia a v mieste krajných podpier po 13,0 m v mieste medziľahlých podpier. Celková šírka nosnej konštrukcie mosta je pozdĺž mosta konštantná 34,50 m a je uložená na oceľové ložiská s pevným uložením na pilieri D2. Nosná konštrukcia je z dodatočne predpätého betónu C50/60.

Spodná stavba mosta je tvorená spoločnou podperou s mostom nad Jaroveckým ramenom, dvomi medziľahlými podperami a koncovou podperou spoločnou s mostom cez Dunaj. Spoločné piliere pozostávajú z dvojice stĺpov s rozmermi 3,15 m x 2,10 m ktoré sú s v spodnej časti spojených stenou, ktorá bola navrhnutá tak, aby umožňovala správne seizmické správanie. Spoločné krajné piliere sú založené na pilotách s priemerom 1,2 m a dĺžky 20,0 m.

Medziľahlé podpery sú navrhnuté ako dvojice šikmých driekov votknutých do základového bloku výšky 5,0 m a sú založené hĺbkovo na pilótach priemeru 1,8 m s dĺžkou 29,0 m. Vrchná časť driekov pilierov je prepojená v priečnom smere 2,5m vysokým tuhým nosníkom, aby sa dosiahol rámový efekt. Na hlavici piliera je dvojica ložísk.

Postup výstavby nosnej konštrukcie

Komorové jadro prierezu bolo budované z dvoch zárodkov po lamelách symetricky z oboch medziľahlých pilierov. Pre zabezpečenie stability nosnej konštrukcie počas výstavby boli vahadlá podopreté dočasnými stojkami, umiestnenými v krajných poliach. Počet lamiel konzoly vahadla bol 20. Jadro prierezu v krajných poliach mosta bolo realizované na dočasnej podpernej skruži. Zmonolitnenie vahadiel sa zrealizovalo najskôr v krajných poliach a následne v strednom poli. Po výstavbe jadra prierezu komorového nosníka sa po celej dĺžke mosta zrealizovalo predpínanie káblov spojitosti vedených v dolnej doske jadra prierezu. Pomocou dvoch montážnych vozíkov boli osadené prefabrikované vzpery a vybetónovali sa krajné konzoly mostovkovej dosky. Následne bola mostovka predopnutá v priečnom smere.

3 Statická analýza

Mostný objekt so svojím rozpätím 210 m a odpovedajúcimi rozmerovými parametrami, pri použitej technológii výstavby, si vyžadoval pri samotnom návrhu a posudzovaní osobitý prístup s potrebou analyzovať možnosti vzniku rizikových konštrukčných detailov. Na tento účel sa vytvorili viaceré výpočtové modely, aby sa dosiahlo čo najvernejšie správanie sa konštrukcie, okrem prúťového modelu bol spracovaný aj priestorový model zohľadňujúci priestorové pôsobenie konštrukcie a jeho postupnú výstavbu. S ohľadom na mimoriadne rozpätie, bola mimoriadna pozornosť venovaná určeniu nadvýšenia segmentov počas výstavby.

Mostná konštrukcia bola analyzovaná s použitím programového systému MIDAS Civil.

Globálny model konštrukcie bol zostavený z prúťových prvkov (obr.5), spolu so spodnou stavbou a pilótami. Tento model vystihuje podrobný postup výstavby v dvoch etapách, postupné predpínanie pozdĺžnych káblov a vplyv zmrašťovania a dotvarovania betónu. Odozva podložia bola modelovaná pomocou tuhosti pružín po dĺžke pilót, ktoré vystihujú zloženie základovej pôdy a deformácie podložia pri zaťažení. Tuhosti podložia boli overované pomocou špeciálneho geotechnického softwaru a výsledkami geotechnického monitoringu. Napätia a deformácie boli v etapách výstavby a v prevádzke posúdené podľa Eurokódov platných na Slovensku (STN-EN).

Pre analýzu priečneho smeru bol okrem globálneho modelu použitý doskostenový model časti mostu ktorý obsahoval aj priečne predopnutie mostovkovej dosky. Na kontrolu extrémne namáhaných detailov, kde mohlo dôjsť k vzniku trhlin bola použitá priehradová analógia spolu s výpočtom na modeli z objemových prvkov .

3.1 Návrh a posúdenie konštrukcie počas výstavby – stabilitné podopretie vahadla

Počas výstavby vahadiel bola ich stabilita zabezpečená jedným dočasným pilierom, ktorý bol umiestnený 8,6 m od osi pilierov D2 a D3 smerom do krajného poľa. Dočasné piliere boli s vahadlom spojené predpínacími káblami, ktoré boli kotvené v pomocnom priečniku v komore vahadla. Výpočtové modely pre posúdenie dočasného piliera boli vytvorené úpravou globálneho výpočtového modelu tak, aby vystihovali rozhodujúci dočasný stav pre posúdenie stability vahadla.

3.2 *Posúdenie konštrukcie počas výstavby a prevádzky*

Globálny prúťový model konštrukcie, ktorý je popísaný vyššie, bol použitý na

prevedenie časovo závislej analýzy tak, aby sa posúdili všetky zaťaženia od jednotlivých štádií výstavby až po projektovanú životnosť 100 rokov. Boli zohľadnené všetky zaťaženia, vrátane seizmických, reologických vlastností betónu a relaxácie predpínacích lán.

Analýza postupu výstavby v druhej etape výstavby bola časovo náročná, pretože bolo potrebné podrobne analyzovať viacero rôznych postupov betonáže, či už s jedným alebo dvoma betonárskymi vozíkmi mostovkovej dosky. Podstata analýzy spočívala v dosiahnutí optimálnych hodnôt napätí jednak v jadre prierezu ako aj minimalizovanie ťahových napätí v konzolových doskách.

Bola prevedená kontrola napätí (tlakových aj ťahových) pri hornom aj spodnom povrchu komorového nosníka, podľa podmienok pre charakteristickú, častú aj kvázi-stálu kombináciu v čase spustenia mosta do prevádzky ($T=0$) aj v čase konca životnosti mosta ($T=100r$).

Posúdenie konštrukcie v priečnom smere.

V medznom stave používateľnosti boli kontrolované kritériá obmedzenia napätia v charakteristickej a kvázi-stálej kombinácii a šírka trhlín v častej kombinácii. Priečna výstuž bola navrhnutá na kombináciu účinkov priečneho ohybu, pozdĺžneho šmyku, šmykového ochabnutia, krútenia ako aj lokálnych účinkov od kotvenia predpínacích káblov.

3.3 *Výpočet nadvýšenia*

Výpočet nadvýšenia bol realizovaný na globálnom prúťovom modeli so zohľadnením postupu výstavby a sadania vzhľadom na zadané pružinové podopretie pilot. Vzhľadom k veľkému rozptylu hodnôt pomerných pretvorení od dotvarovania a zmrašťovania a veľkého množstva neistôt, ktoré ovplyvňujú výsledky, sme porovnali rôzne modely dotvarovania zmrašťovania podľa nasledujúcich noriem:

1. STN EN 1992-2, príloha B
2. Model Code 1978 (CEB-FIP) (použitý na výpočet nadvýšenia na moste Lanfranconi v Bratislave)
3. Model Code 2010 (fib)

Pri návrhu výpočtu nadvýšenia boli zhodnotené aj porovnania výsledkov teoretických a skutočných deformácií na existujúcom moste Lanfranconi nad riekou Dunaj v Bratislave postavenom v roku 1978.

Tiež bol vytvorený kombinovaný model, ktorý pozostával z prútových aj doskostenových prvkov. Prútové elementy boli použité pre hornú dosku jadra šírky 16,3 m a pre spodnú dosku komory. Doskostenové prvky boli použité pre steny komory a pre vonkajšie konzolové dosky. Tento kombinovaný model umožnil postihnúť aj dotvarovanie stien komory od šmyku a vplyv šmykového ochabnutia konzolových dosiek. V tomto modeli bol zjednodušene zohľadnený aj pravdepodobný vznik trhlín v konzolových doskách a stenách komory.

Pri stanovení výsledného nadvýšenia boli zohľadnené aj možné nepriaznivé odchýlky zaťaženia a predpätia od stredných hodnôt podľa STN EN 1990, STN EN 1991-1-1 a STN EN 1992-2.

Analýzou výsledkov rôznych modelov a rôznych funkcií dotvarovania a zmrašťovania sme dospeli k záveru, že výpočet nadvýšenia na prútovom modeli, na ktorom bolo použité dotvarovania a zmrašťovania podľa Model Code 1978 a výpočet nadvýšenia na kombinovanom modeli s dotvarovaním a zmrašťovaním podľa Model Code 2010 boli približne rovnaké.

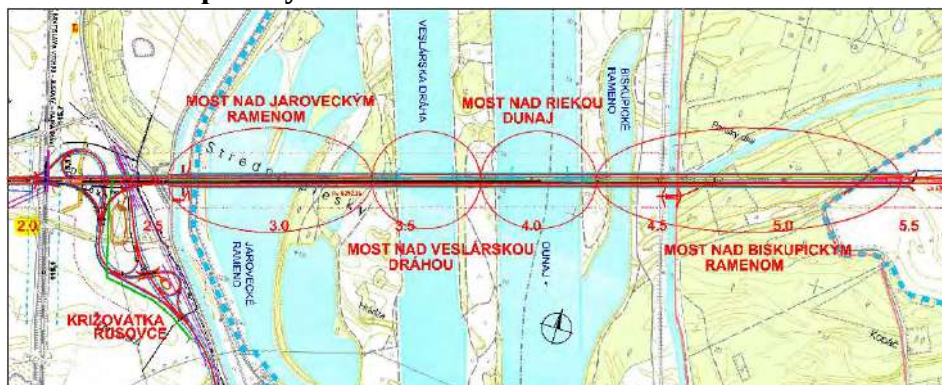
4 Záver

Mostné súmostie bolo z hľadiska výstavby a spojazdenia diaľnice D4 na kritickej ceste. Zvolený spôsob budovania konštrukcií umožnil skrátiť dobu výstavby na minimum.

Nosná konštrukcia mostného objektu bola ukončená v októbri 2020. V máji roku 2021 bola na moste vykonaná statická a dynamická zaťažovacia skúška. Namerané priehyby a vlastné frekvencie boli v súlade s požiadavkami slovenskej národnej normy.

Most cez veslársku dráhu je od jesene 2021 daný do užívania a vytvára pozoruhodné konštrukčné dielo v synergii s okolitým prírodným prostredím.

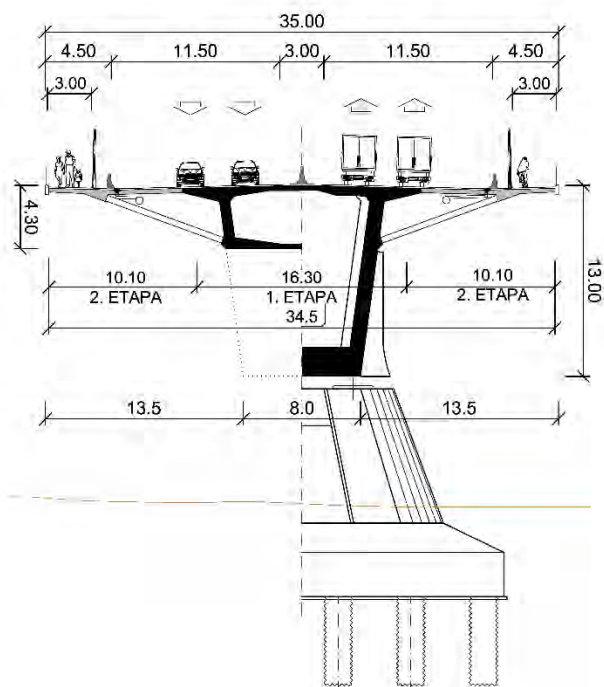
5 Obrázkové prílohy



Obr. 1. Mosty diaľničného súmostia cez rieku Dunaj a jeho okolia



Obr. 2. Pozdĺžny rez mostom



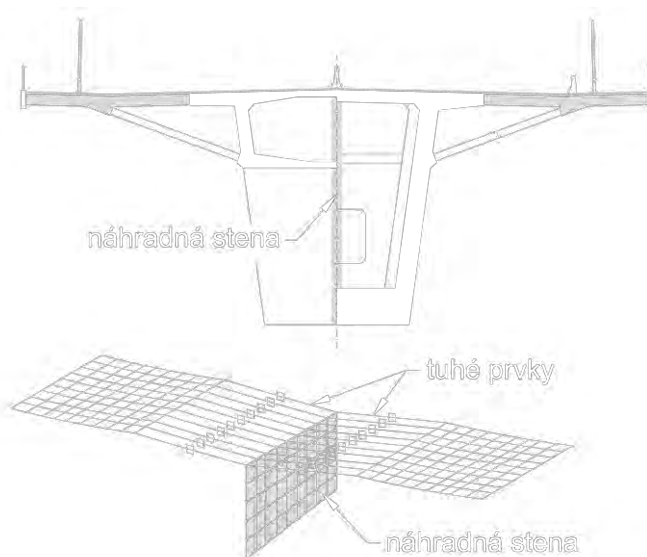
Obr. 3. Priečny rez mostom v poli a nad pilierom, šírkové usporiadanie a etapizácia výstavby



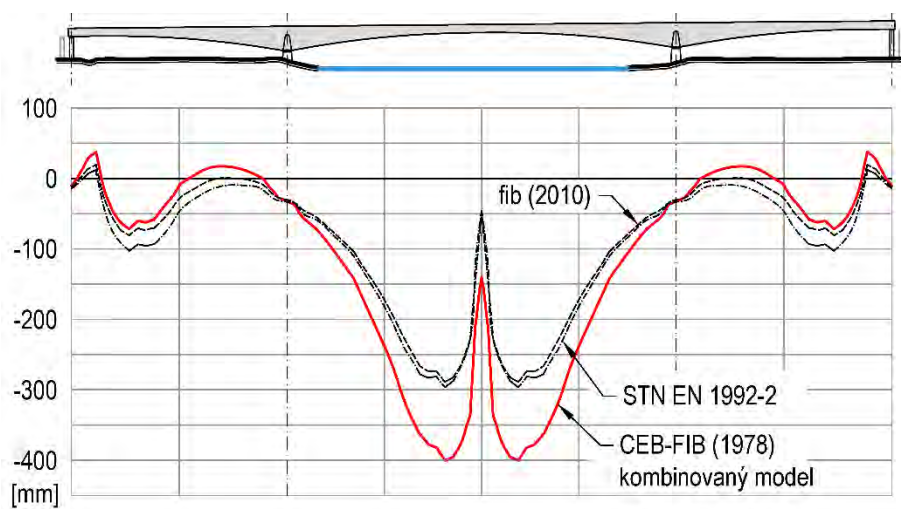
Obr. 4. Pohľad na dokončený mostný objekt



Obr. 5. Globálny výpočtový model



Obr. 6. – Kombinovaný model nosnej konštrukcie



Obr.

7. Výpočet nadvýšenia

DIAĽNICA D1 BRATISLAVA – TRIBLAVINA, MOST D1/D4

Martin Chrappa¹ – Peter Kulla² – Pavel Svoboda³ – Leonard Šopík⁴

ABSTRAKT

Už pri príprave dokumentácie pre nultý obchvat Bratislavy (D4 Jarovce – Rača) pre územné rozhodnutie z roku 2014 sa projektanti museli vysporiadať so zásadnou otázkou - ako vyriešiť križovanie s jestvujúcou najfrekventovanejšou diaľnicou na Slovensku. Môžeme sa len domnievať, že v úvodnej fáze prípravy projektu bol navrhnutý variant, ktorý mal previesť diaľnicu D4 ponad D1. Avšak z mnohých dôvodov, pre laickú verejnosť často nepochopiteľných a nepochopených, bol zvolený variant prevedenia nultého obchvatu pod niveletou existujúcej D1.

1 ÚVOD

Technická, technologická a realizačná náročnosť musela byť už v roku 2014 pri oboch variantoch neporovnateľná, samotnú náročnosť skomplikovalo neustále narastanie dopravných intenzít v okolí hlavného mesta. Preto, keď v roku 2019 verejný obstarávateľ Národná diaľničná spoločnosť, a.s. vyhlásila verejné obstarávanie na výstavbu stavebného objektu 232-05, nebolo až takým prekvapením, že súťaž bola vyhlásená v režime zmluvných podmienok Žltý FIDIC a s multikriteriálnym hodnotením uchádzačov. Samozrejým kritériom (okrem ceny) bola doba výstavby a obmedzenie premávky na diaľnici D1 s hraničnou maximálnou hodnotou v súlade so stanoviskom Prezídia Policajného zboru Ministerstva vnútra Slovenskej republiky - 9 dní pre jeden jazdný pás. V priebehu obmedzenia bolo nutné zaistiť premávku po jestvujúcej polovici diaľnice v usporiadaní 2+2. Skúseným uchádzačom muselo byť už v tejto chvíli jasné, že projekt si bude vyžadovať využitie kombinácii rôznych technológií na budovanie mostov a atypické riešenia, ktoré sa nebudú dať porovnať so stavebnými realizáciami na Slovensku a v Čechách. Napriek tomu, že sa jednalo len o druhú stavebnú multikriteriálnu súťaž, je dôkazom toho, že precízne zadefinované kritériá povzbudia skúsených zhotoviteľov k účasti v súťaži a hodnotenie presnosti ponuky (čo do rozsahu aj obsahu) môže byť kľúčom k zefektívneniu procesu verejného obstarávania, o ktorom sa v dnešnej dobe toľko diskutuje..

2 VÍŤAZNÉ TECHNICKÉ RIEŠENIE

Keďže spoločnosť Doprastav možno považovať za priekopníka vo vysúvaných mostoch na Slovensku (1. vysúvaný železobetónový predpätý most na Slovensku v Štrbe, r. 2005) a s dobrou základňou technologického vybavenia (klzné ložiská, hydraulické valce rôznej kapacity, samotný výsuvný nos), myšlienka vybudovať most v inej ako finálnej polohe a potom ho vysunúť do jeho projektovej polohy bola na začiatku úplne prirodzená. No ak pri vysúvaní predpätých mostov je jasná výsuvná dráha (tvoria ju piliere s klznými ložiskami) a

¹ Ing.,Doprastav a.s., Drieňova 28, tel.:+421 917 320 090, mail: martin.chrappa@doprastav.sk

² Ing.,Doprastav a.s., Drieňova 28, tel.:+421 907 801 876, mail: peter.kulla@doprastav.sk

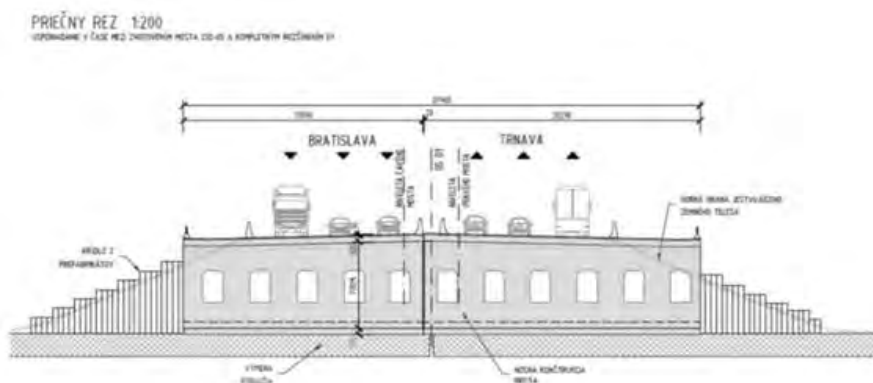
³ Ing.,PhD.,SHP SK s.r.o., Mlynské Luhý 64, tel.:+420 739 201 704,mail: p.svoboda@shp.eu

⁴ Ing.,PhD.,SHP SK s.r.o., Mlynské Luhý 64, tel.:+420 734 567 058, mail: l.sopik@shp.eu

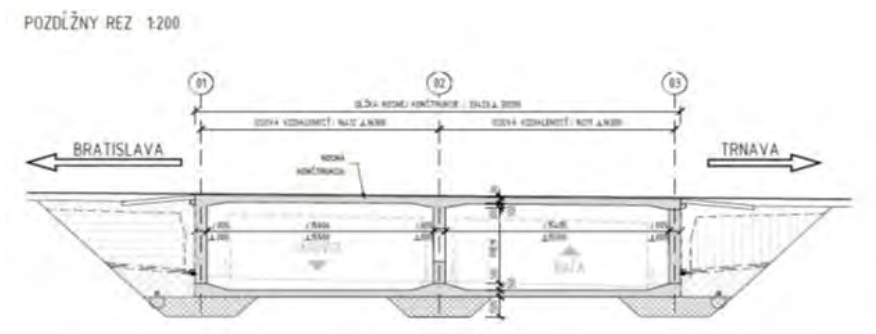
je potrebné zvoliť len správne vysúvacie zariadenie (krokovacie – sústava horizontálnych a vertikálnych hydraulických valcov, ktoré konštrukciu najskôr nadvihnú a potom posunú alebo ťažné s využitím predpínacích lán) a zároveň usporiadiť konštrukciu opory a pilierov podľa vopred známych detailov, pri úvahe ako presunúť rámovú konštrukciu je potrebné všetky tieto veci riešiť odznova a bez zásadného stupňa skúsenosti. Je preto potrebné pozrieť sa na samotné princípy „heavy liftingu“, čím sa vo svete označuje premiestňovanie veľkých bremien, ktoré nemusia byť primárne stavebné konštrukcie a materiál, ako taký, sa rieši len pri posudzovaní odolnosti podporných bodov. Pôvodný návrh dokumentácie pre stavebné povolenie bol pre SO 232-05 štvorpólový most z predpätého betónu s rozpätiami poľí 15,00 + 2x20,00 +15,00 m budovaný na pevnej skruži. Toto technické riešenie nebolo možné s ohľadom na požadovanú dobu obmedzenia premávky diaľnice D1 možné realizovať.

3 POPIS KONŠTRUKCIE

Návrh technického riešenia mosta vychádzal ako z požiadaviek vyplývajúcich z technológie výstavby, tak z aktuálneho premostenia diaľnice D4 a z výhľadového rozšírenia diaľnice D1 Bratislava – Trnava na kategóriu R 33,5/120 a s tým spojenou výškovou zmenou nivelety D1 spôsobenou výstavbou vetiev križovatky Ivanka – sever. Tieto aspekty nás viedli k návrhu mosta tvoreného rámovou betónovou monolitickou konštrukciou s rozpätím poľí 16,412 a 16,211m. Rámová konštrukcia je s ohľadom na tuhosť v priebehu výstavby navrhnutá ako uzatvorená so spodnou doskou, ktorá pôsobí v okamihu stavby ako ťažko.



Obrázok č.1 – Priečny rez

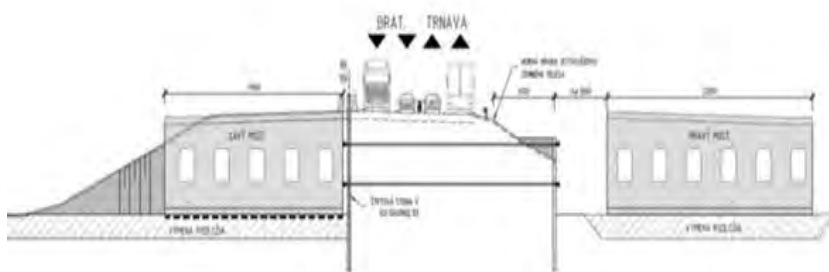


Obrázok č.2 – Pozdĺžny rez

Horná a aj spodná doska sú navrhnuté ako predpäté a steny sú navrhnuté ako železobetónové. Rámová konštrukcia je po šírke rozdelená na dva dilatačné celky dĺžky 17,6 m a 20,3 m. Hrúbka spodnej a hornej dosky je 500 mm a na dĺžku 1,5 m sú opatrené lineárnymi nábehmi s výškou 0,3 m. Horná aj spodná doska sú predpäté 9-timi lanovými káblami, ktoré sú osadené vo vzdialenosti 0,45m resp. 0,90m. Napínanie prebiehalo jednostranne striedavo od OP1 a OP3. Použitý predpínací systém bol systém DYWIDAG.

Vzhľadom k technológii výstavby vysúvaním bolo nutné pri návrhu konštrukcie zohľadniť jednotlivé stavebné fázy pôsobenia mosta a s tým spojené uloženie technologických prvkov pre výstavbu. Najmä to boli dočasné vzpery a kotvenie vonkajších konzol, ktoré prenášali zvislú reakciu z podperných lisov do konštrukcie. Kotvenie a vnesenie síl od týchto prvkov ovplyvňovali dimenziu a vystuženie stien a rámových rohov. Tieto detaily boli podrobne analyzované metódou Strut and Tie. Globálne statické pôsobenie bolo analyzované pomocou doskostenových modelov v programe MIDAS Civil.

Typ navrhutej konštrukcie a geologické podmienky v mieste mosta umožnili realizáciu plošného zakladania s výmenou podložia hrúbky 1,5m v šírke 4,8m pod stenami mosta a výsuvnými dráhami. Aby bol zaistený kontakt medzi spodnou doskou a podložím mimo tieto pásy, boli v spodnej doske navrhnuté kruhové otvory s priemerom 100mm, ktoré slúžili pre vyplnenie voľného priestoru medzi terénom a spodnou doskou po zasunutí konštrukcie do definitívnej polohy.



Obrázok č.3 – Jedna z projektovaných fáz výstavby

4 TECHNOLÓGIA VYSÚVANIA

Samotná technológia vysúvania musela byť teda kombináciou dvoch základných typov valcov. V prvom rade to bolo 16 valcov s kapacitou 3850 kN, ktoré tvorili základ tzv. APS systému (APS = Air Pad Sliding system), spodná časť piestu je v tomto systéme rozšírená do štvorcovej ocelevej podložky. Podložka je po svojich okrajoch opatrená elastomérovou manžetou, ktorá zabezpečuje tesnosť. Do priestoru ohraničeného manžetou a oceľovými časťami sa počas samotného pohybu konštrukcie vháňa stlačený vzduch, ktorý znižuje trenie a tým aj požiadavku na druhú časť systému, tzv. push and pull jednotky. Ide o menšie valce s kapacitou 320 kN, ktoré zabezpečujú horizontálny posun konštrukcie s rýchlosťou až 100 metrov za hodinu. Špecifikom celého systému je, že hlavné zdvihové jednotky sa nenachádzajú pod konštrukciou a nedá sa teda ideálne zabezpečiť roznos zdvihových síl (napríklad v prípade mosta SO 232-05 nebolo možné pre zdvih využiť strednú stenu) a jednotky boli umiestnené mimo pôdorysu mosta. Z toho vyplývala úloha pre projektantov a dodávateľa technológie - vyriešiť spojenie a roznos síl v rámci rámovej konštrukcie. Spojenie hydraulických jednotiek so železobetónovou konštrukciou je možné urobiť dvoma spôsobmi. Prvým je vytvorenie krátkych železobetónových konzol, ktoré slúžia na vzopretie vertikálnych hydraulických lisov. Druhým (zvoleným pre SO 232-05) je pripraviť stykové oceľové platne do debnenia betónovej konštrukcie a následne na zabetónovanú nosnú konštrukciu upevniť skrutkovými spojmi oceľové konzoly. Zvláštny prístup musel byť rovnako zvolený pre zriadenie vysúvacej dráhy. Keďže počas realizácie nebol časový priestor na vybudovanie monolitických konštrukcií, ktoré by slúžili ako vysúvacia dráha, museli byť použité vopred pripravené klzné nosníky, ktoré slúžili na zníženie trenia a zároveň na rovnomerný prenos zaťaženia z hydraulických jednotiek do podložia. V závislosti od únosnosti podložia boli použité dva typy týchto dráh – ťažké klzné dráhy (tzv. skidway heavy) a ľahké klzné dráhy (tzv. skidway light). Oba typy klzných dráh majú bočnice, ktoré slúžia ako bočné vedenie a usmernenie pri výsuvе a zároveň sú bočnice využívané na uchytenie výsuvných jednotiek. Pre vystuženie pozdĺžneho rezu boli použité oceľové prvky typu MT s maximálnou kapacitou 7000 kN.



Obrázok č.4 – detail zdvihových jednotiek

5 VLASTNÁ REALIZÁCIA

V smere staničenia sa ľavý most vysúval ako prvý a celkovú hmotnosť mal 2400 ton, pravý most mal celkovú hmotnosť 2700 ton. Zároveň, keďže musel byť jeden jazdný pás diaľnice prejazdný, projektant navrhol stabilizáciu násypu dvojicou radov štetovnicových stien prepojených vodorovnými tiahľami v dvoch etážach v počte 21 kusov v hornej a 18 v dolnej. Zároveň larzenová stena vo svahu diaľnice bola kotvená zemnými kotvami v dvoch radoch v počte 36 kusov pre zabezpečenie stability násypu počas výstavby pravého mosta. Výstavba samotnej nosnej konštrukcie prebiehala štandardným spôsobom v následnosti: spodná doska, steny, strop so zabudovaním potrebných kotviacich platní a prípravkov pre technológiu. Takto pripravené dve polovice mosta čakali na samotné zasunutie na definitívnu polohu, ktorému predchádzala náročná operácia presmerovania dopravy na živej D1 spolu s objemnými zemnými prácami na odkope pôvodného telesa diaľnice. Celá operácia od presmerovania dopravy po znovu spustenie už po novom moste trvala 6 dní. Toto sa opakovalo aj v druhom smere, pričom vplyvom februárovej nepriazne počasia bolo druhé zasunutie o pár dní odložené. Samotné zasunutie mosta na pripravené podložie bola časovo krátka záležitosť. Podobne pri oboch mostoch to bolo do troch hodín od zahájenia zasunutia po presné spustenie do projektovanej polohy. Práce prebiehali nonstop 24 hodín počas 6 dní výluky na diaľnici D1.



Obrázok č.5 – Zásun mosta



Obrázok č.6 – Zasunutá konštrukcia

6 ZÁVER

Projekt D1/D4 je dôkazom toho, že keď sa spojí skúsený zhotoviteľ so silným zázemím a invenčný projektant, dokážu na Slovensko priniesť inovatívnu technológiu, ktorá splní náročné podmienky a naplní požiadavky investora.

LUZNY MOST. BRIDGE OVER DANUBE RIVER AND EAST APPROACH

**José M Simón-Talero Muñoz^a, Ramón M^a Merino Martínez^b,
Ángel Carriazo Lara^c, Javier Domínguez Martínez^d, David Walias Sánchez^d,
Wojciech Wlodzimirski^e, Luis Martín-Tereso López^f**

^a Doctor ingeniero de caminos. TORROJA Ingeniería, SLP. Consejero Delegado

^b Ingeniero de caminos. TORROJA Ingeniería, SLP. Jefe de Proyectos

^c Ingeniero de caminos. TORROJA Ingeniería, SLP. Director Técnico

^d Ingeniero de caminos. TORROJA Ingeniería, SLP. Ingeniero de Proyectos

^e Ingeniero de caminos. FERROVIAL AGROMÁN, SA. D4R7 ppp, Structures Design Manager

^f Ingeniero de caminos. FERROVIAL AGROMÁN, SA. Engineering Services, Head of Bridges & Structures II

ABSTRACT

The Luzny Most is the main viaduct designed for the D4 motorway crossing over the Danube river, as part of Bratislava bypass. It is divided in 4 different bridges. This article describes two of these bridges: the bridge over the Danube river and its East Approach bridge.

The Danube bridge is a continuous, post tensioned concrete deck. It is 430m long and 35m wide, and it has variable thickness: 10.0m on pier and 4.3m at midspans and abutments. The typical section of the deck is built up in 2 different phases. In a first phase, the Deck-Box-Core (DBC) has been built up using the balanced cantilever method (BCM).

The East Approach bridge is a continuous, constant thickness, post tensioned concrete deck. It is 1252m long, 35m wide, and 4.3m thick. The typical section of the deck is also built up in 2 different phases. In a first phase, the DBC has been built up span-by-span using a movable scaffolding system.

In a second phase, the Overhangs (OHs) of the four bridges have been constructed using the same wing traveller.

A special characteristic of the Luzny Most is the width of the OHs. They are very wide compared to the DBC, that has been designed with strict dimensions in order to reduce its weight and technically and economically optimize the whole bridge construction process (infrastructure plus superstructure). The detailed study of the non linear distribution of the longitudinal stress in the deck width (shear lag effect) has permitted to optimize the required longitudinal prestressing (PT) quantity. As a result, all the longitudinal PT has been designed as internal adherent post-tensioned. It has not been necessary to define external PT inside the deck-box-core, as in other recent comparable constructions.

1 INTRODUCTION

D4R7 partnership has built up in Bratislava the new D4 Motorway, as part of the southern part of Bratislava bypass, between Jarovce (close to austrian border) and Ivanka pri Dunaji, and the new R7 Expressway, from Bratislava to Dunajská Streda (close to the Hungarian border) following The Danube river left edge. This project has been carried out for Slovakian transportation authorities by Ferrovial-Porr, as a public-private partnership (ppp). This project includes other actuations, as E58 Motorway Prievoz Interchange rehabilitation and enhancement, in the city of Bratislava.

As part of the Construction Project of the new D4 Motorway, it has been designed and constructed the D4 crossing over Danube river. This crossing has been officially named Luzny Most, is formed of 4 consecutive viaducts, with a 2932m total length:

- West Approach viaduct (782m)
- Kayak Channel bridge (470m)
- Danube Bridge (430m).
- East Approach viaduct, at the Danube river east edge. It is 1250m long, divided in 18 spans: $67.5+16\times 70+62.5$ m, and crosses over the Danube left floodplain, and over different river branches, as Biskupické.

The approach viaducts decks are similar. They have been built up span-by-span using a movable scaffolding system (MSS), while the central decks have been constructed using the BCM.



Perspective of the East Approach viaduct

The Luzny Most is 35m wide. This width holds the complete motorway width, a cycling and a pedestrian path. The carriageway fills the central 25m of the deck supporting 4x3.75m lanes.

At each side of the deck, an additional 5m wide stripe has been defined. to hold the lateral traffic barriers and the cyclist and the pedestrian paths.



Perspective of the Danube bridge

2 DANUBE BRIDGE DECK

The Danube Bridge is divided in 3 spans 130+170+130m long. The bridge crosses over the Danube river, reaching 20m elevation above the river edges, at the central midspan. A 150m horizontal and 10m vertical clearances have been defined under the central span for river traffic.

The Danube bridge is a continuous, variable thickness, post tensioned in longitudinal and transversal direction, concrete deck.

It has a total width of 35m. The typical section of the deck is formed of two parts: a central DBC, completed at both sides by OHs supported by precast reinforced concrete Struts (ST).

The materials used in the deck construction are C50/40 and C45/50 (DBC and STs concrete), reinforcing steel B500S and PT steel Y1860 S7.

2.1 Deck Box Core

The deck thickness is variable: 10m on principal piers and 4.3m at midspans and abutments. The thickness variation law is parabolic.

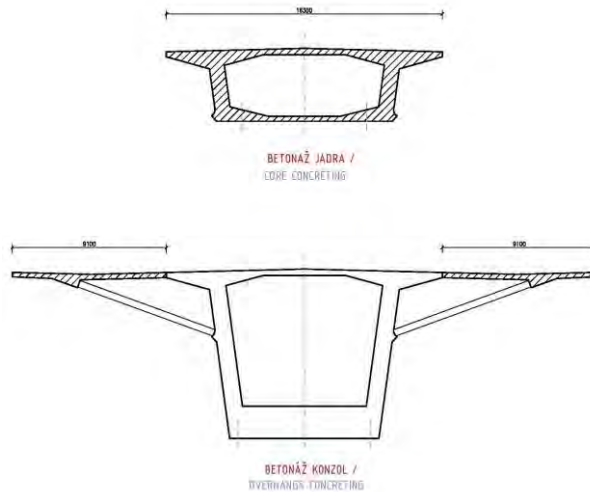
The box core top slab is 11.3m wide. The inclined webs make the bottom slab width variable (8.8m - 10.4m at midspan).

The top slab between webs has three different zones. A central one 0.3m thick and lateral ones defined with linear thickness transition up to 0.85m.

The bottom slab is defined with variable thickness along the deck, 1.95m over pier, and 0.29m at midspans and over abutments.

The webs have variable width: (0.7-1.0m).

The 16.3m wide DBC, built up in a first phase, is made of this central box core and two 2.5m long lateral cantilevers.



Typical Section Construction Phases.

Above: Deck Box Core (DBC).

Below: Overhangs (OHs)

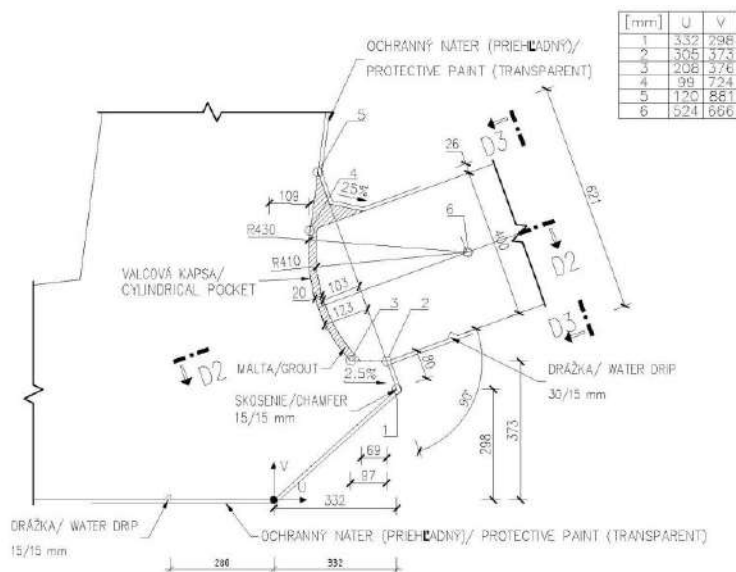
2.2 Overhangs

Beside the DBC, two lateral OHs constructed in second phase have been designed, to complete the 35m total width of the deck. Each OH is defined as a 9.1m wide and 0.3m thick concrete slab supported on inclined STs each 5m.

The precast reinforced concrete STs are 8.5m long, with a 0.5x0.4m typ. cross section. They are fixed in the top slab and pinned on the deck side. No crossing element from the ST to the DBC has been designed.

All the STs are defined with the same inclination, as all of them bear aligned along the deck. As the deck thickness increases, the ST bottom bearing distances from the bottom slab and bears directly on the web lateral, able to resist the ST reaction itself, without any additional stiffening element.

The contact between DBC and ST is produced into boxes on the lateral of the deck.. The cylindrical male surface of the ST matches with the female surface of the box. During construction, the ST bears on rubber bearings that let a small 20mm gap between concrete surfaces. Prior to top slab concreting on STs, the central part of this gap is filled up with mortar. The complete grouting of the gap is produced once the concrete slab is completed. This way, the effect of the small gyration produced on the base of the ST, due to the flexibility of the wing traveller, is controlled.



DBC – ST contact detail

2.3 Longitudinal prestressing

Attending to the longitudinal PT location inside the typical section, 3 kinds of PT have been defined:

- 1st stage PT. This is a straight statically determined PT inside the top slab. This PT is introduced in the DBC during its construction using the BCM. Each T is defined with 61 tendons made of 31Ø0.6'.
- 2nd stage PT. This is a straight statically indetermined PT inside the bottom slab, once the structural continuity has been achieved at midspans. It is also introduced in the DBC. It is defined with 44 tendons (lateral span) and 28 tendons (central span), all of them made of 27Ø0.6'.
- 3rd stage PT. This is a straight statically indetermined PT inside the top slab. This PT is introduced in the complete section of the deck, after the OHs completion. It is defined with 20 tendons made of 31Ø0.6'.

So, part of the tendons are stressed when the DBC is built, and others when the complete section is finished (DBC + OHs).

Part of the tendons are stressed during the construction using the BCM, and others once the deck structural continuity has been achieved.

The fact that the typical section has been constructed in two phases has increased the PT quantity.

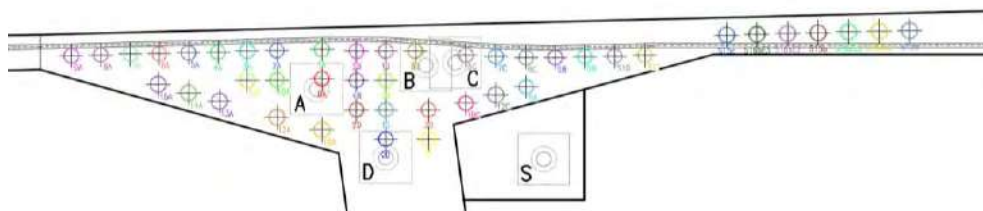
A detailed FEM study has been carried out to analyse the nonlinear stress distribution in the width of the deck, produced by shear lag. It has been determined the maximum stress level reached in the OH. As a result, the required longitudinal PT has been optimized, and has been defined all internal, avoiding the need for external PT inside the deck, as it has been necessary in recently built bridges similar in span length and width.

2.4 Transverse prestressing

Due to the typology and dimensions of the OHs, a transverse PT inside the top slab has been defined, with tendons made of $4\phi 0.6'$ strands, spaced each 0.8m.

This PT is defined to control the transverse tension introduced in the top slab of the OH, acting as the tie of the “strut & tie” system designed.

The transversal tendons are defined inside waterproof bonded plastic ducts, in order to permit controlled cracking under the cuasipermanent load combination.

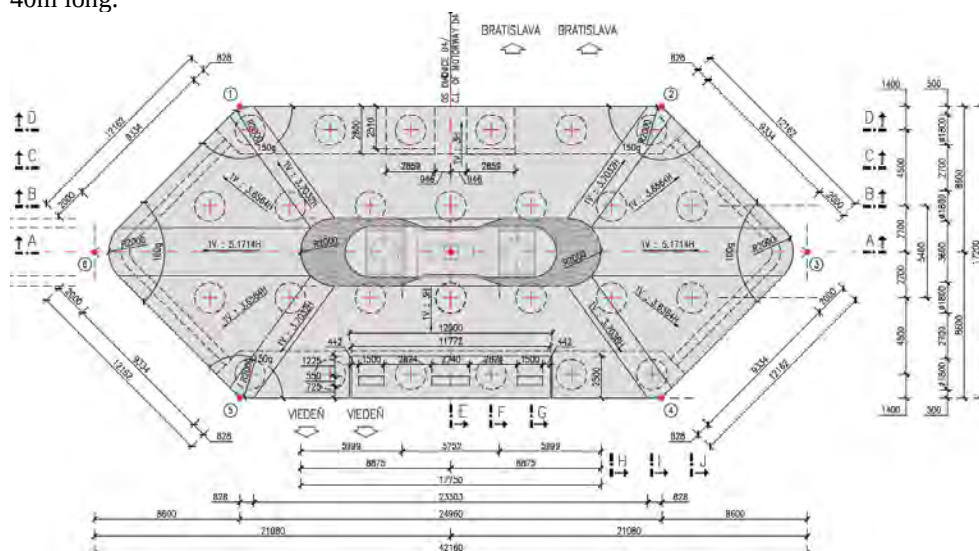


Longitudinal PT duct distribution in top slab (1st and 3rd stages). Interference with transverse PT

3 DANUBE BRIDGE SUBSTRUCTURE

All the piers of the Danube bridge and East Approach viaduct, but the principal piers of Danube Br., are U-shaped, formed of two independent columns, one under each web of the deck, and based on deep foundations formed by 15 $\phi 1.2$ m piles.

The principal piers of the Danube bridge are inverted-U-shaped. Each pier is based on a hydrodynamic hexagonal pile cap. The pile cap, emerging over the water level, defends the bridge from vessel collision. Each pier has a deep foundation formed by 26 $\phi 1.8$ m piles, 35-40m long.



Plan view of a principal pier, based on an hydrodynamic hexagonal pile cap supported by 26 $\phi 1.8$ m piles.

NOSICKÁ ŽELEZNIČNÁ ESTAKÁDA

Peter Ďuriš¹

ABSTRAKT

Nosická železničná estakáda je najväčším mostným objektom modernizovaného úseku trate Púchov – Žilina pre rýchlosť do 160 km/hod. Vzhľadom na prírodné podmienky a polohu mosta nad priehradou v doline Váhu bola výstavba mosta mimoriadne náročná. Zo statického hľadiska sa jedná o tzv. extradosový most, kde je nosná konštrukcia mosta zavesená na krátkych pylónoch prostredníctvom EDS-závesov.

1 ÚVOD

Estakáda prevádza železničnú trať z pravého brehu Nosickej vodnej nádrže na ľavý, pričom križuje aj štátnu cestu II/507 Púchov – Považská Bystrica na pravom brehu. Plynulo nadväzuje na východný portál tunela Diel a po preklenutí Nosickej priehrady končí na jej ľavom brehu, tesne pred križovaním s cestou III/5171 Milochov – Považská Bystrica. Poloha pilierov mosta v priehrade umožňuje splavnosť Váhu dvomi plavebnými šírkami v poliach č.3 a 4.



Obr. č. 1 Pohľad na vizualizáciu mosta

¹ Ing., Doprastav a. s., závod Bratislava, Drieňová 27, 826 56 Bratislava,
tel.: +421 908 752 187 e-mail: peter.duris@doprastav.sk

2 VÝSTAVBA A POPIS MOSTA

2.1 Zakladanie

Pred začiatkom výstavby bolo nutné zriadiť najskôr dočasný násyp do priehrady v objeme 100 000 m³. Tento násyp, z ktorého výstavba prebiehala, tvoril zároveň najväčšiu prekážku prúdenia vody v priehrade, preto pri navrhovaní zakladania estakády bolo nutné rešpektovať hydrologické parametre prúdiacej vody. Zúženie prietočného profilu spôsobilo nutnosť fázovania, kde rozhodujúce fázy výstavby boli podložené hydrotechnickým výpočtom. Hydrotechnický výpočet spracovala spoločnosť DHI Slovakia a riešil hydraulické pomery pre dva povodňové stavy prietokov – 10-ročný a 100-ročný prietok a dve limitné výšky na hrádzi. Výsledky hydrotechnického výpočtu slúžili na posúdenie stability dočasných konštrukcií v priehrade a v podstate vylúčili súčasnú realizáciu polostrovov pri pilieri č.6 a pilieri č.3.

Samotné hlbinné zakladanie estakády pozostáva z veľkopriemerových pilót priemeru 880 mm v dĺžkach od 6 m po 14,9 m. Pilóty sa realizovali z výškovej úrovne terénu polostrova s dĺžkou hluchého vrtania od 3,80 m po 10,30 m, okrem pilierov č.3, 4 a 5, ktoré sa realizovali z plávajúcich pontónov. Nasledovalo baranenie štetovnicových stien z polostrova, okrem pilierov č.3, 4, 5 a 6, ktoré boli baranené opäť z plávajúcich pontónových súprav. Pre zabezpečenie vodotesnosti a deformačnej stability stavebných jám sa zrealizovala trysková injektáž zvislých stien a dna, v prípade stavebných jám č.3, 4, 5 a 6 bola doplnená o sanačnú tryskovú injektáž, aby systémom injektovaných rebier zvýšila stabilitu a odolnosť ostrovov a polostrovov. Následný výkop stavebných jám sprevádzala postupná montáž rozperných rámov v počte 1 až 3, ďalej betonáž podkladného betónu a odbúranie hláv pilót. Kvalita pilótových základov sa kontrolovala dynamickými skúškami integrity pilót PIT a v prípade rohových pilót aj testovaním integrity ultrazvukovou metódou CHA.



Obr. č. 2 Vrtanie pilót z plávajúcej pontónovej súpravy

2.2 Spodná stavba – piliere a opory

Základy medziľahlých podpier sú obdĺžnikového tvaru s rozmermi 10,8 x 9,0 x 2,2 m, základy s pevnými ložiskami majú rozmery 10,8 x 12,6 x 2,8 m a betónované boli priamo do štetovnicových obohrádzok, ktorých vnútorná stena bola vystlaná nopovou fóliou. Základ piliera č.2, ktorý sa nachádza pri štátnej ceste II/507 Púchov – Považská Bystrica, sa od ostatných líši tým, že je pootočený v rovine o 53° tak, aby nezasahoval do gabaritu cesty.

Piliere majú valcovitý tvar priemeru 4 m, v prípade pilierov č.6 a 7 je to 5 m a budovali sa pomocou systémového výsuvného debnenia po záberoch dĺžky 4,8 m. Piliere tvoria 1 až 3 zábery, pričom ten prvý záber je zväčša kratší, tzv. nultý. V hornej časti prechádza kruhový driel do trojuholníkovej hlavice s priečnou šírkou 12,5 m. Spodná časť hlavice spolu s valcovými časťami piliera sa betónovala v rámci 1. etapy, v 2. etape sa budovala samotná hlavica pomocou samostatného debnenia. Do hlavice sa pred betonážou osadili kotevné prvky revízných plošín v počte 16 ks a 2 ks CRM-dosiek pre vytvorenie iskriska. Hlavica č.2 je svojím tvarom trochu štíhlejšia z dôvodu zásahu do gabaritu blízkej cesty a boli do nej osadené predpínacie tyče dywidag 36 WR, určené na stabilizáciu vahadla č.2 k pilieru.

Krajné opory č.1 a 13 sú tvorené základovým pásom, drielom, úložným prahom, záverným múrikom, krídlami a prechodovými doskami. Opora č.13 je ako jediná založená plošne na výskovo odskočenom základe z dôvodu šikmého terénu a jej podložie bolo vylepšené sanačnou tryskovou injektážou z dôvodu zníženej únosnosti podložia opory, ktoré je navyše ovplyvňované kolísavou hladinou vody v priehrade.

Betonárska výstuž základov, pilierov, hlavíc aj opôr je pozváraná tak, aby vytvorila tzv. „Faradayovu klietku“ na ochranu konštrukcie proti účinkom bludných prúdov.



Obr. č. 3 Pohľad na zabetónovanú hlavicu piliera

2.3 Nosná konštrukcia

Nosnú konštrukciu mosta tvorí dvojkomorový nosník s konštantnou výškou prierezu zavesený na EDS-závesy po oboch stranách mosta. V pozdĺžnom smere sa jedná o spojitý 12-poľový nosník o rozpätiach $39 + 10 \times 51,5 + 37,59$ m. Priečny prierez mosta je dvojkomorový so stredovým trámom šírky 700 mm a kolmými trámovými stenami. Napriek rozpätiu poľí 51,5 m je priečny prierez mosta mohutnejší a ťažší od cestného mosta v priemere o 35%. Nosná konštrukcia sa budovala z dvoch strán pomocou dvoch technológií. Prvé dve polia boli budované metódou letnej betonáže, zatiaľ čo ostatných 10 poľí sa realizovalo metódou výsuvnej skruže od opory č.13. Dôvodom bola časová úspora v harmonograme a nedostatok priestoru v prvých dvoch poliach mosta. Betonáž lamiel i záberov na skruži prebiehala vo dvoch fázach – v 1. fáze sa zabetónovala spodná doska a trámy spolu s kompletnými priečnikmi a v 2. fáze sa betonovala horná doska.

Výstavbe lamiel predchádzala výstavba zárodok na pilieri č.2. Zárodok má dĺžku 15,5 m a počas výstavby vahadla bol asymetricky podporený dočasným pilierom vo vzdialenosti 5,5 m od osi piliera č.2 v smere staničenia. Jednalo sa o vystužený železobetónový pilier s rozmermi $1\,200 \times 1\,700$ mm doplnený o 8 ks predpínacích tyčí dywidag, ktoré pripínali vahadlo k základu č.2. V mieste nad dočasným pilierom je zárodok vystužený o masívne predpäté rebro predopnuté dočasnými priečnymi káblami, ktoré sa odstránili po zmonolitnení nosnej konštrukcie. Výstavba lamiel sa realizovala vozíkmi letnej betonáže, ktoré skonštruoval Doprastav. Išlo o upravené spodné vozíky letnej betonáže typ Žarnovica, ktoré boli prvýkrát nasadené v r. 2009 na stavbe R1 Žarnovica – Šášovské Podhradie. Vozíky boli spevnené a šírkoovo upravené na dvojkomorový prierez mosta. Vahadlo č.2 sa budovalo ako asymetrické – smerom k opore č.1 je 7 lamiel a smerom k pilieru č.3 je 9 lamiel, pričom posledná lamela je zmonolitňujúca. Cyklus výstavby jedného páru lamiel bol 14 dní.

Z opačnej strany, teda od opory č.13 prebiehala výstavba mosta na výsuvnej skruži od spoločnosti Strukturas. Išlo o hornú výsuvnú skruž s dvoma hlavnými nosníkmi, ktorej nosný systém sme zmontovali na ploche za oporou č.13 a následne vysunuli do 1. etapy. Kvôli tomu sa zrealizoval priečník č.13 vopred, aby mala výsuvná skruž oporný bod pre zadnú nohu. Na nosný systém skruže sa namontovali závesné konzoly s debnením, hydraulika a závesné tyče pre betonáž. Ďalšie priečniky sa už betonovali na skruži v rámci danej etapy. Cyklus výstavby jednotlivých etáp bol 30 dní vrátane výsuvu skruže do ďalšej etapy.

Predpínací systém mosta tvoria súdržné káble, voľné káble a káble systému extradosed (EDS). Súdržné káble 15 a 19-lanové sú uložené v plastových rebrovaných rúrach a spolu so špeciálnymi spojkami a kotvami vytvárajú elektroizolačný predpínací systém chrániaci výstuž pred účinkami bludných prúdov. Trasované súdržné káble v poli alebo v lamele sa predpínali v 3 etapách, káble spojitosti zmonolitňujú vždy 2 susedné polia. Druhou zložkou predpínacieho systému mosta sú 19-lanové voľné káble typu monostrand s extrudovaným PE-obalom, ktoré sú vedené v káblových kanálikoch HDPE 110 mm cez poľové deviátory a kotvené sú buď v krajných priečnikoch alebo v priečnikoch č.5 a 9. Tretou súčasťou predpínacieho systému sú laná systému extradosed. Nad každým pilierom sa nachádza dvojica nízkych pylónov výšky 6,55 m a vzdialených od osi nosnej konštrukcie v priečnom smere 5,85 m. V pylónoch sú umiestnené oceľové sedlá DYNA Link Anchor Box System, vždy 4 ks v jednom pylóne, v nosnej konštrukcii sú zabudované oceľové prechodky S 355 JR ukončené v náliatku mostovky pod konzolou. Extradossed závesy tvoria 19-lanové káble uložené v chráničkách HDPE priemeru 125 mm a kotvené v sedlách pylónov a v náliatkoch

pod mostovkou. Káble boli predpínané v 2 krokoch – po zmonolitnení nosnej konštrukcie a po uložení štrkového lôžka.



Obr. č. 4 Pohľad na výsuvnú skruž počas presunu



Obr. č. 5 Montáž vozíkov letmej betonáže

2.4 Príslušenstvo mosta

Príslušenstvo mosta je prispôbené jeho účelu ako železničného mosta. Mostovka nosnej konštrukcie bola zaizolovaná striekanou izoláciou na báze kombinácie epoxidovej a polyuretánovej živice hrúbky 6 – 10 mm, chodníková časť bola izolovaná striekaným polyuretánom. Štrkové lôžko pre dvojkoľajnú železničnú trať je vymedzené po oboch stranách káblovými žľabmi a za nimi sa nachádzajú chodníky – na ľavej strane služobný chodník a na pravej strane verejný chodník oddelený od koľajového lôžka zábradlím výšky 2 m. Chodníky po oboch stranách mosta sú ukončené rímsami so zábradlím výšky 1,3 m. Odvodnenie mosta pod koľajovým lôžkom zabezpečujú odvodňovače Morávka, typ A,

chodníky sú odvodnené liatinovými odvodňovačmi Moravica. Všetky odvodňovače sú napojené na pozdĺžne zberné potrubie v komôrke mosta, a to buď priamo alebo cez priečne odvodňovacie potrubie. Súčasťou príslušenstva sú aj nosné prvky trakčného vedenia – oceľové stĺpy pripevnené ku vnútornej strane pylónov.



Obr. č. 6 Estakáda pred dokončením

3 ZÁVER

Nosická železničná estakáda je dominantným mostným objektom celého úseku trate Púchov – Žilina a mimoriadne náročná bola nielen jej výstavba, ale aj plánovanie a projektovanie, kedy sa menili návrhové parametre mosta ako je jeho dĺžka či tvar priečného rezu a optimalizovala sa technológia výstavby. Kvôli ťažkým prírodným podmienkam a polohe bola výstavba náročná na koordináciu a logistiku, keďže 10 z 11 medziľahlých pilierov sa nachádza v priehrade.

Estakáda je momentálne v predčasnom užívaní s jednou prevádzkovanou koľajou. V priebehu 2. kvartálu roka 2022 bude estakáda spolu s celou stavbou odovzdaná do ostrej prevádzky a začne naplno slúžiť svojmu účelu, ktorým je pohodlnejšie a rýchlejšie cestovanie železnicou.

Literatúra

- [1] Ing. Konečný L.: Technická správa, 2017

MOST NA DIAĽNICI D4 NAD JAROVECKÝM RAMENOM

Juraj Kopčák¹ – Vladimír Suchár² – Dávid Oravec³ – Petr Novotný⁴

ABSTRAKT

Mostný objekt premostujúci Jarovecké rameno je súčasťou Dunajského súmostia, tvoreného štyrmi samostatnými mostami. Predmetný mostný objekt je 12-poľový s rozpätiami polí 53,0+10x67,5+52,5m a s celkovou dĺžkou 786,95m. Nosná konštrukcia je navrhnutá ako jednokomorová s veľkými obojstrannými konzolami, ktoré podopierajú železobetónové prefabrikované vzpery. Šírka mosta je 35m a výška nosnej konštrukcie je konštantná 4,3m. Priečny rez bol vyhotovený v dvoch fázach. V prvej fáze sa vybudovalo jadro mostnej komory s využitím výsuvnej skruže. Postranné konzoly mostovky, podoprené prefabrikovanými vzperami boli realizované v druhej fáze s použitím betónovacieho vozíka.

ZÁKLADNÉ INFORMÁCIE O STAVBE

Premostenie pozostávajúce zo štyroch samostatných a bezprostredne na seba nadväzujúcich mostov prevedie ponad Dunaj a príľahlé územie s vodnými plochami 4 pruhy diaľnice a chodníky pre chodcov na jednej strane a cyklistov na druhej strane. Tomu zodpovedá aj šírka mosta 35m, ktorá spolu s ostatnými parametrami tvoria toto súmostie výnimočným. Sú to tieto štyri mosty: Most nad Jaroveckým ramenom, Most cez kajakársku a veslársku dráhu, Most cez rieku Dunaj a Most nad Biskupickým ramenom. Celková dĺžka Dunajského súmostia nazývaného tiež Lužný most je 2941,55m. Geometria priečneho rezu všetkých mostov je zosúladená tak, aby spĺňala požadované nároky a zároveň aby mosty navzájom tvarovo korešpondovali.

Popis mosta nad Jaroveckým ramenom

Mostný objekt prevádza diaľnicu D4 ponad pravostranný priesakový kanál, pravostrannú hrádzu a vodnú plochu - Jarovecké rameno. Most je navrhnutý ako 12-poľový s rozpätiami polí 53,0+10x67,5+52,5m a s celkovou dĺžkou 786,95m. Jednokomorová nosná konštrukcia je navrhnutá konštantnej výšky 4,3m. Šírka nosnej konštrukcie je premenná 31,95m až 35,75m.

¹ Ing., DOPRAVOPROJEKT a.s. Bratislava, Kominárska 141/2, 4, 032 03 Bratislava, tel.: +421 51 756 28 19, e-mail: kopcak@dopravoprojekt.sk

² Ing., DOPRAVOPROJEKT a.s. Bratislava, Kominárska 141/2, 4, 032 03 Bratislava, tel.: +421 51 756 28 18, e-mail: suchar@dopravoprojekt.sk

³ Ing., DOPRAVOPROJEKT a.s. Bratislava, Kominárska 141/2, 4, 032 03 Bratislava, tel.: +421 51 756 28 19, e-mail: oravec@dopravoprojekt.sk

⁴ Ing., Ph.D., SHP s.r.o. Brno, Bohunická 133/50, 619 00 Brno, tel.: +420 547 101 811, e-mail: p.novotny@shp.eu

Premenná šírka nosnej konštrukcie sa odvíja od šírkového usporiadania na moste, ktoré sa v prvých štyroch poliach mení. V prvom poli sa na pravej strane nachádza pripájací pruh a služobné chodníky na oboch stranách. V druhom poli na most z oboch strán privádzajú pešiu a cyklistickú dopravu lávky, ktorým sa budeme podrobnejšie venovať v ďalšej časti. Do štandardného šírkového usporiadania sa most dostáva v štvrtom poli. Toto usporiadanie je následne rovnaké v rámci celého súmostia.

Nosnú konštrukciu tvorí komorový nosník s veľkými konzolami, ktoré sú každých 5 metrov podopierané železobetónovými prefabrikovanými prúťovými vzperami. Prefabrikované vzpery sú uložené na nosnej konštrukcii do priebežného náliatku, ktorý je situovaný v spodnej časti šikmých stien. Úložná plocha náliatku v miestach uloženia vzpier bola tvarovaná do oblúkového tvaru, tak aby bolo možné ich natočenie do požadovanej polohy počas ich osádzania. V mieste konzol sú vzpery votknuté do stuhujúceho trámu.

Nosná konštrukcia bola budovaná postupne.

V prvej fáze bolo vybudované jadro nosnej konštrukcie v celej jej dĺžke ako komôrkový nosník s krátkymi konzolami technológiou výsuvnej skruže. Základný komôrkový nosník šírky 14,3m bol budovaný po jednotlivých poliach s previslou konzolou dĺžky 13,0m v pozdĺžnom smere do debnenia zavesenom na hornej výsuvnej skruži.

Oblúková výsuvná skruž umožňovala čiastočnú elimináciu deformácie pomocou prepínacieho tiahla. Pri betonáži bola predná podpera skruže podopretá na zárodku nad podperou, ktorý bol vybudovaný v predstihu.

V tejto fáze výstavby sa predopla prvá časť predpínacej výstuže v pozdĺžnom smere v jednotlivých poliach. Následne sa skruž presunula do ďalšieho poľa. Výstavba jadra nosnej konštrukcie bola rozdelená do 12-tich etáp, budovaných systémom „pole – konzola“.

Vonkajšie konzoly boli budované pomocou hornej posuvnej skruže, ktorá sa pohybovala po už vybudovanom jadre nosnej konštrukcie. Výstavba vonkajších konzol prebiehala postupne po 20 metrových úsekoch vždy dve polia za už vybudovaným jadrom. Pomocou skruže sa najprv osadili prefabrikované vzpery. Potom sa osadila výstuž hornej dosky, prebehla betonáž konzoly a následne bola skompletizovaná horná doska nosnej konštrukcie predopnutá v priečnom smere.

Po dobudovaní konzol bola predopnutá druhá časť pozdĺžnej predpínacej výstuže, ktorá zároveň zabezpečila obmedzanie ťahových napätí v už vybudovaných konzolách.

Nosná konštrukcia je v definitívnom štádiu uložená na troch pevných podperách situovaných v strede mosta. Počas výstavby jadra, sa pevné uloženie dočasne menilo.

Drieky podpier sú navrhnuté ako dvojica stĺpových driekov v spodnej časti prepojených stienkou. Tvarované sú do hydraulicky priaznivého tvaru. Výška prepojovacej stienky je navrhnutá v jednej výškovej úrovni pre všetky mosty. Drieky sú votknuté do základov, ktoré sú založené hlbšie na veľkopriemerových pilótach. Samotná výstavba podpier v oblasti vodnej plochy Jaroveckého ramena bola realizovaná z nasýpaného zemného telesa, ktorým bolo celé Jarovecké rameno prehradené. V zemnom telese boli vybudované priepusty, ktoré zabezpečovali prirodzené prúdenie vody tohto ramena. Pilóty boli vŕtané z horného povrchu násypu a základ a drieky podpier boli budované zo zapažených stavebných jám. Paženie jám štetovnicami bolo votknuté do neogénu v hĺbke cca 10 - 12 m pod dnom Jaroveckého ramena a takýmto spôsobom sa eliminovalo vnikanie vody do stavebných jám v štrkovom prostredí.

Statická analýza

Mostný objekt bol analyzovaný prevažne metódou konečných prvkov. Pre návrh nosnej konštrukcie v pozdĺžnom smere mosta boli použité prúťové priestorové modely, kde bolo analyzované pôsobenie nosnej konštrukcie počas výstavby, počas bežnej prevádzky a počas predpokladanej budúcej rekonštrukcie mosta.

Priestorové pôsobenie konštrukcie a najmä pôsobenie mosta v priečnom smere bolo skúmané prevažne na dosko-stenových priestorových modeloch (so zohľadnením reologických javov). Pomocou týchto modelov bol tiež overený efekt šmykového ochabnutia (kvôli pomerne veľkej šírke mosta vzhľadom k rozpätiu polí) a vhodnosť použitia eurokódov na určenie veľkosti spolupôsobiacej šírky hornej a spodnej dosky prierezu. Tie sa ukázali ako dostatočné presné a konzervatívne. Vypočítaná spolupôsobiaci šírka sa následne preniesla do priestorových prúťových modelov pre návrh pozdĺžneho smeru mosta tak aby boli zachované charakteristiky modelu nosnej konštrukcie z hľadiska krútenia a prenosu normálových síl.

Pri modelovaní nerovnomerného poklesu podpier boli použité pružiny s lineárne závislou tuhosťou, ktoré sa vo vybraných miestach zmäčkili tak aby reprezentovali nerovnomerný pokles podpier.

Samotné piliere boli navrhnuté so zohľadnením teórie II. rádu s imperfekciami. Keďže ide o most s tromi pevnými uloženiami, bolo pri návrhu pilierov s pevným uložením nutnosťou, pripočítať k počiatočnými geometrickým imperfekciám aj imperfekcie spôsobené deformáciou pilierov vplyvom dotvarovania a zmrašťovania.

Výpočet nadvýšenia nosnej konštrukcie bol prevedený na „globálnom“ prúťovom modeli so zohľadnením postupu výstavby,

deformácie samotnej skruže a sadania podpier. Vo výpočte bolo taktiež zohľadnené časovo závislé sadanie častí podložia tvoreného ílmi.

Výsledná konštrukcia mosta je z hľadiska statického pôsobenia pomerne komplikovaná, čo spôsobuje „fázovaný“ postup výstavby. V pozdĺžnom smere systém „pole konzola“ a v priečnom smere komorové jadro a dodatočne budované krajné konzoly. Tieto faktory spôsobujú, že statické pôsobenie mostovky je ovplyvnené efektami ako redistribúcia normálových napätí v pozdĺžnom smere mostovky z dôvodu zmien statickej schémy počas výstavby, redistribúcia normálových napätí po šírke mostovky medzi komorovým jadrom prierezu a krajnými konzolami mosta z dôvodu rozdielného priebehu dotvarovania a zmrašťovania (kvôli rozličnému veku ich zhotovenia) a šmykové ochabnutie z dôvodu značnej šírky mostovky.

Tieto efekty boli zohľadnené a analyzované na prúťovom výpočtovom modeli pomocou dostupných komerčných výpočtových softvérov spolu s uvažovaním reológie betónu.

Popis lávok zabezpečujúcich prístup peších a cyklistov na most

Most 205 križuje pravostrannú hrádzu Dunaja, na ktorej sa nachádza intenzívne využívaný cyklistický chodník. Je prirodzené, že tento koridor bolo potrebné prepojiť s chodníkmi na Dunajskom súmostí. Preto súčasťou Dunajského súmostia sú konštrukcie, ktoré zabezpečujú jeho napojenie na okolitú infraštruktúru. V mieste kríženia mosta 205 a pravostrannej hrádzu Dunaja boli navrhnuté a postavené na oboch stranách mosta napájacie rampy.

Konštrukcia rámp je navrhnutá ako spojená železobetónová monolitická, tvarovaná do oválnej špirály s tromi podperami. Mostovka je integrovaná – pevne prepojená so spodnou stavbou, konzolovo vyložená z jednotlivých podpier.

Pôdorysné rozmery celej konštrukcie sú 9,0x30,0m.. V pozdĺžnom reze vytvára 2-poľový most s tromi podlažiami. Rozpätia medzi podperami sú 9,8m a za krajnými podperami je mostovka konzolovo vyložená.

V rozvinutom tvare tvorí mostovka 14-poľovú konštrukciu s rozpätiami polí $5,2\text{m} + 4 \times (9,8 + 9,8 + 5,2) + 9,8\text{m}$. Rozvinutá dĺžka rampy je 133,38 m so šírkou ramena 3,5m s rozšírením v oblúku o 0,5m. Stavebná výška mostovky je 0,25m až 0,6m. Šírka medzi zábradliami na rampe je premenná 3,0m až 3,5m.

Smerovo je rampa navrhnutá v priamej a v 180° smerových oblúkoch. Výškovovo je navrhnutá v stúpaní. Medzi podperami je sklon

rampy 8,33% (1:12) v dĺžke 8,50 m. Pri strednej podpere sú navrhnuté odpočívadlá (podesty) dĺžky 2,0m s pozdĺžnym sklonom 1,5%, úseky pri krajných podperách (smerové oblúky) sú tiež riešené ako podesty s pozdĺžnym sklonom 1,5%. Priečny sklon je konštantný, jednostranný 2,5%.

Spodná stavba pozostáva z troch podpier. Dve krajné podpory majú obdĺžnikový prierez s rozmermi 0,6x2,0m a stredná podpera 1,5x2,0m. Výška podpier je 9,2 až 11,0m. Drieky podpier sú votknuté do základových pätiiek.

Vozovka a izolácia na rampách je zhotovená ako jedna vrstva - priamo pochôdnym izolačným súvrstvím s protišmykovou úpravou.

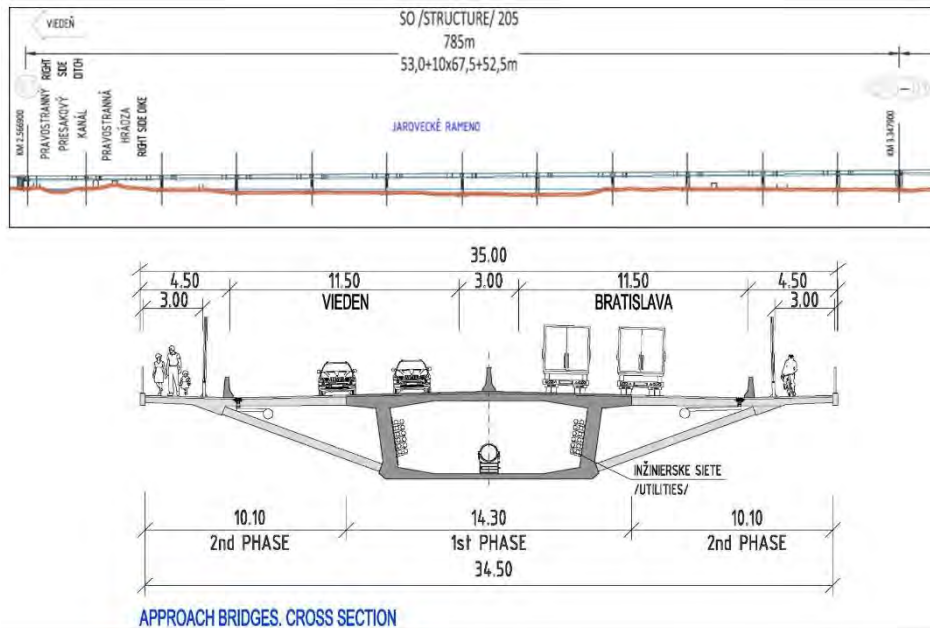
Záver

V septembri roku 2021 bol diaľničný úsek D4 vrátane prezentovaného mosta úspešne uvedený do prevádzky. Správnosť výpočtových predpokladov a kvality realizácie potvrdila statická a dynamická zaťažovacia skúška realizovaná pred spustením prevádzky. Veríme, že toto dielo bude úspešne slúžiť svojmu účelu.

Obrázkové prílohy



Obr. 1 Letecký pohľad na Dunajské súmostie - Lužný most



Obr. 2 Pozdĺžny a priečny rez mosta



Obr. 3 Výstavba komôrkového jadra nosnej konštrukcie technológiou výsuvnej skruže



Obr. 4 Výstavba konzol nosnej konštrukcie pomocou posuvnej skruže



Obr. 5 Pohľad na most nad Jaroveckým ramenom



Obr. 6 Pohľad na most nad Jaroveckým ramenom a prístupovú lávku pre peších a cyklistov

DIAĽNIČNÝ EXTRADOSOVÝ MOST AKO DOMINANTA MOSTOV KRIŽOVATKY PREŠOV – ZÁPAD

Juraj Kopčák¹–Vladimír Suchár²

ABSTRAKT

Križovatka Prešov-západ zabezpečuje mimoúrovňové kríženie a vzájomné prepojenie diaľnice D1, rýchlostnej cesty R4 Prešov-severný obchvat, cesty I/18, cesty II/546 a komunikačného systému mesta Prešov. Prvá časť križovatky bola realizovaná v rámci stavby D1 Prešov – Svinia, kedy boli zrealizované tri premostenia. V rámci stavby D1 Prešov západ - Prešov juh bolo vybudovaných ďalších osem mostov. Pri potrebe premostenia množstva prekážok a vzájomných križovaní vetiev sa vytvoril priestor na vznik zaujímavých mostných konštrukcií. Dominantu križovatky tvorí extradosový most, ktorý premostňuje vetvy diaľničnej križovatky, a ktorý je predopnutý káblami typu extradosed v jeho dvoch najväčších poliach. Mostný objekt je dvanásťpoľový s rozpätiami polí 27 až 74 metrov s dĺžkou 563m a je tvorený dvoma samostatnými nosnými konštrukciami, ktoré sú navrhnuté ako dvojkomórkové so šikmými vonkajšími stenami.

ZÁKLADNÉ INFORMÁCIE O STAVBE

Výstavba útvarovej križovatky „Prešov západ“ sa začala ešte v roku 2008, kde v rámci stavby D1 Prešov - Svinia bola postavená jej prvá etapa. Vtedy križovatka zabezpečovala napojenie diaľnice D1 na cestu I. triedy čím bolo napojené mesto Prešov na diaľničnú sieť zo západu. Napojenie bolo riešené dvoma vetvami, na ktorých boli vybudované tri mosty. Za zmienku stojí najmä most 215-00 na vetve č.2, ktorá zabezpečuje napojenie cesty I/18 v smere z Prešova do Popradu na diaľnicu D1 a premostňuje okružnú križovatku. Mostný objekt je tvorený dvojtrámovou nosnou konštrukciou z predpätého betónu s externými predpínacími káblami vedenými 1,7m pod spodný okraj nosnej konštrukcie v strede každého poľa. Takéto riešenie umožnil fakt, že mostný objekt sa nachádza v dostatočnej výške nad terénom (cca15-16m) a nad premostňovanou okružnou križovatkou. Vedením voľných káblov cez ocelové deviátory v strede polí mosta sa zvyšuje ich zdvihová účinnosť, čo umožnilo znížiť výšku prierezu a rovnako efektívnejšie navrhnúť predpínaciu výstuž. Objekt je desaťpoľový s rozpätiami polí 29,0m + 8 x 35,0m + 29,0m. Celková dĺžka mosta je 347m. Mostný objekt je do veľkej miery pohľadovo exponovaný, nakoľko je viditeľný takmer zo všetkých častí križovatky. Trojuholníkový motív, ktorý nám ponúka táto vzperadlová sústava je použitý aj v ďalších konštrukčných častiach mosta.

V roku 2017 sa začala výstavba diaľnice D1 Prešov západ – Prešov juh a v jeseni roku 2021 bola odovzdaná do užívania. V rámci tejto stavby bolo v križovatke Prešov západ postavených osem mostov. Celkovo sa teda v križovatke nachádza jedenásť mostných objektov. Mosty zabezpečujú kríženie a vzájomné prepojenie vetiev križovatky v troch výškových úrovniach. Pri potrebe premostenia množstva prekážok a vzájomných križovaní vetiev sa vytvoril priestor na vznik zaujímavých mostných konštrukcií.

¹ Ing., DOPRAVOPROJEKT a.s. Bratislava, Kominárska 141/2, 4, 032 03 Bratislava, +421 51 756 28 19, kopcak@dopravoprojekt.sk

² Ing., DOPRAVOPROJEKT a.s. Bratislava, Kominárska 141/2, 4, 032 03 Bratislava, +421 51 756 28 18, suchar@dopravoprojekt.sk

Dominantu križovatky tvorí diaľničný most 201, ktorého nosná konštrukcia je zavesená na predpínacích kábloch typu extradosed. Tomuto mostu sa budeme podrobnejšie venovať v ďalšej časti tohto príspevku.

Druhým najväčším mostom križovatky, na vetve spájajúcej diaľnicu D1 s rýchlostnou cestou R4, je most 208, ktorého externé predpínacie káble sú v strede troch najdlhších polí vedené mimo prierez nosnej konštrukcie pod jej spodnou hranou, a takto konštrukčne nadväzuje na už jestvujúci most 215 nad okružnou križovatkou, ktorý je tiež tvorený vzperadlovou sústavou. Mostný objekt je pôdorysne rozvetvený, kde k mostu na vetve č.8 – dvanásťpoľový most s dĺžkou nosnej konštrukcie 530 m - sa pripája most na vetve č.10 - trojpoľový most s dĺžkou 101m.

Most na vetve č.8 má dvanásť polí s rozpätiami 29,0m až 65,0m. Nosná konštrukcia mostného objektu je navrhnutá dvojtrámová s obojstrannými konzolami, monolitická, spojená, z dodatočne predpätého betónu. Pre zachovanie rovnakého typu nosnej konštrukcie pri pomerne veľkom rozptyle rozpätí polí, je dvojtrámová nosná konštrukcia v troch najdlhších poliach vzopretá externe vedenými voľnými káblami. Externé káble sú vedené cez oceľový deviátor v strede polí 2,5m pod spodným okrajom nosnej konštrukcie a pôsobia ako vzperadlová sústava. Výška dvojtrámovej nosnej konštrukcie je 2,30m a pri podperách v najdlhších poliach sa nábehmi mení na 3,10m. Pre zvýšenie tuhosti v krútení je nad týmito podperami navrhnuté uzavretie dvojtrámového priečneho rezu spodnou doskou.

Pestrosť konštrukčných riešení mostov v tejto križovatke potvrdzuje aj mostný objekt 213. Je navrhnutý ako trojpoľový most, ktorý vzhľadom na výškové obmedzenia je navrhnutý v priečnom smere ako parapetný s nosnou konštrukciou integrovanou do spodnej stavby.

Trojpoľová nosná konštrukcia je monolitická z dodatočne predpätého betónu celkovej dĺžky 59,0m. V priečnom smere je nosná konštrukcia tvorená dvojicou parapetných nosníkov s jednostrannou (pravostrannou) konzolou pre pešiu dopravu. Výška nosnej konštrukcie (parapetných nosníkov) je premenná od 1,45m v poli až po 2,15 nad podperami. Hrúbka dosky medzi parapetnými nosníkmi je 0,40m so zväčšením hrúbky na 0,55m pri parapetných nosníkoch.

201-00 MOST NA DIAĽNICI D1 NAD VETVAMI KRIŽOVATKY

Mostný objekt svojou polohou v najvyššej úrovni križovatky, svojimi rozmermi a konštrukčným riešením tvorí dominantný prvok križovatky. Zároveň je to aj najdlhší most v križovatke. Pod ním sa nachádzajú mostné objekty na vetvách mimoúrovňovej križovatky Prešov západ.

Celková dĺžka nosnej konštrukcie je 550 metrov. Tento most je dvanásťpoľový s rozpätiami polí 27 až 74 metrov. Mostný objekt je tvorený dvoma samostatnými nosnými konštrukciami, ktoré sú navrhnuté ako dvojkomôrkové so šikmými vonkajšími stenami.

Šírka vozovky medzi obrubami (dopravný priestor) je 11,75m (pravý most) 12,05 (ľavý most). Šírka ríms je 0,8m a chodníkových dosiek je 1,60m so služobnými chodníkmi šírky 0,75m. Výška nosnej konštrukcie je 2,3m a šírka 13,85m (ľavá) resp. 13,55 (pravá).

Obidve nosné konštrukcie sú samostatne predopnuté kombináciou interných predpínacích káblov, externých predpínacích káblov vedených v komôrkach nosnej konštrukcie a predpínacích káblov typu „extradosed“. V hlavných poliach č. 7 a 8 je situovaný najväčší počet vetiev križovatky. Výškovo a smerovo sú vedené tak, že je nutné ich premostiť dvoma poľami dĺžky 74m, pri výške nosnej konštrukcie max. 2,3 m. Most v predmetných poliach premostí tieto prekážky pomocou externých predpínacích káblov typu extradosed (ED).

ED káble sú deviované na pylóne č.8 vo výške cca 10m nad úrovňou nosnej konštrukcie a sú vedené po vonkajších stranách pravej a ľavej nosnej konštrukcie.

Prevedenie ED káblov cez pylón je zabezpečené prostredníctvom oceľových sediel, do ktorých sú tieto káble kotvené.

Oceľové sedlá bolo potrebné osadiť do pilierov s veľkou presnosťou, tak aby bola v čo najväčšej miere eliminovaná prípadná excentricita vo vedení káblov, ktoré sú vedené do nosnej konštrukcie z vonkajšej strany pre obe nosné konštrukcie. Káble sú do nosnej konštrukcie kotvené prostredníctvom šikmých rebier.

Rebrá sú našikmené voči osi nosnej konštrukcii na 50gon, tak, aby bol zabezpečený plynulý prenos síl z ED káblov do nosnej konštrukcie. Rebrá sú zároveň priečne predopnuté.

Do ED káblov bolo potrebné vnašať predpínaciu silu postupne tak, aby boli jednotlivé káble v konečnom dôsledku predopnuté rovnakou predpínacou silou a aby predpínacia sila z jedného kábla neeliminovala predpätie v druhom kábli.

Predpätie z ED káblov, ktoré je do nosnej konštrukcie vnesené prostredníctvom priečného predpätia, je ďalej distribuované do prierezu pomocou internej predpínacej výstuže.

Interná predpínacia výstuž je tvorená 15, 19 a 27 lanovými káblami Ls15,7/1860 MPa s predpínacím napätím 1440 MPa..

Voľné káble sú navrhnuté z 19 lán Ls15,7/1860 MPa s predpínacím napätím 1200 MPa..

Káble typu „extradosed“ sú tvorené z 27 lán Ls15,7/1860 MPa s predpínacím napätím 1100 MPa.

Nosná konštrukcia bola budovaná v siedmich etapách na podpernej skruži. V prvej etape boli vybudované dve 74m polia v strede mosta s previslými koncami. V tejto etape bola nosná konštrukcia predopnutá internými predpínacími káblami a káblami typu „extradosed“. V ďalších etapách pokračovala výstavba nosnej konštrukcie symetricky od stredu mosta na každú stranu systémom pole-konzola. Po dostavaní celej nosnej konštrukcie boli predopnuté voľné káble vedené v komorách nosnej konštrukcie. Mostný objekt je iluminovaný.

Spodná stavba pozostáva z dvoch krajných opôr a jedenástich medziľahlých podpier. Opory sú navrhnuté ako úložné prahy založené na veľkopriemerových pilótach. Medziľahlé podpory sú navrhnuté sko stĺpové v hornej časti rozvetvené

Podpera č. 8, ktorá je spoločná pre ľavú aj pravú nosnú konštrukciu, svojim tvarom (v tvare písmena W) a rozmermi tvorí výrazný vizuálny prvok nielen mostného objektu, ale aj celej križovatky. Je vysoká takmer 30m a v jej hornej časti sú cez ňu deviované káble typu extradosed. Je votknutá do rozmernej základovej dosky založenej hlbínne rovnako ako na podperách.

ZÁVER

Križovatka Prešov západ po dobudovaní zohráva kľúčovú úlohu pri dopravnom napojení mesta Prešov na diaľnicu D1. Vzhľadom na svoju rozlohu, množstvo križení a prepojení cestných komunikácií tvorí prirodzenú dominantu predmetného úseku diaľnice aj príľahlého územia. Napriek množstvu rôznych typov mostných konštrukcií sme sa snažili o zachovanie spoločných tvarových zásad tak, aby si každý mostný objekt zachoval svoju jedinečnosť, ale zároveň pôsobil v harmónii s ostatnými mostnými objektmi. Spoločný trojuholníkový motív sa v rôznych podobách objavuje hlavne na prvkoch spodnej stavby, nosnej konštrukcie, ale aj ostatného vybavenia. Veríme, že mostné objekty v križovatke vytvorili harmonické a trvalé dielo, ktoré bude kladne prijaté širšou verejnosťou aj odborníkmi.

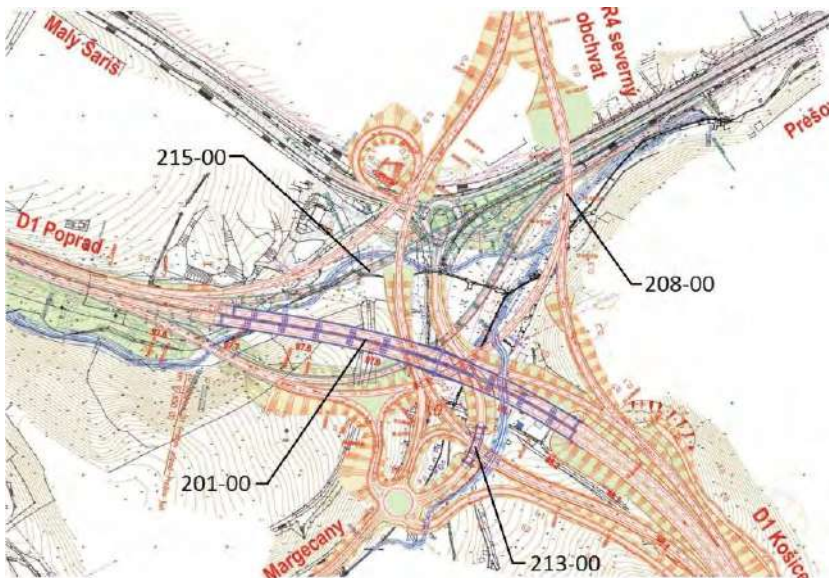
OBRÁZKOVÉ PRÍLOHY



Obr. 1 Pohľad na križovatku Prešov - západ



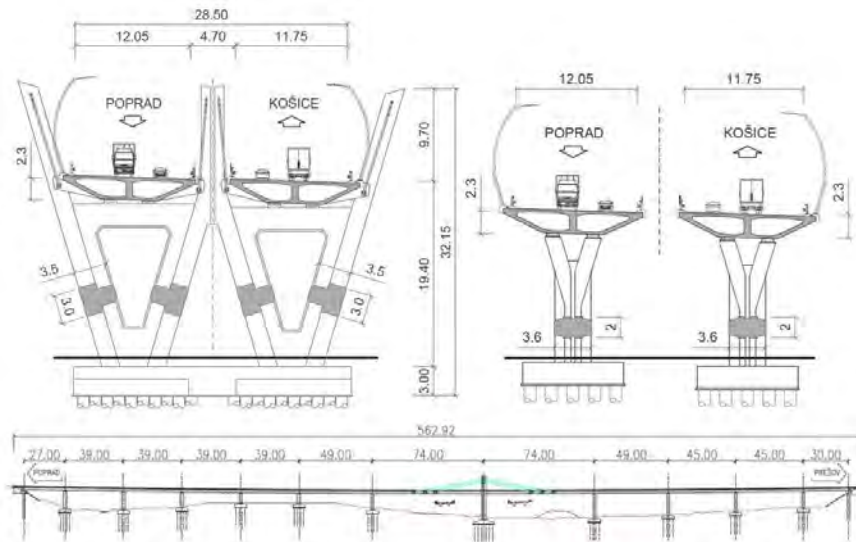
Obr. 2 Pohľad na mostný objekt 215-00 po dobudovaní 1.etapy križovatky



Obr. 3 Situácia križovatky Prešov - západ



Obr. 4 Pohľad na mostný objekt 208-00 a mostný objekt 213-00 (v pozadí most 201)



Obr. 5 Priechy a pozdĺžny rez mostného objektu 201-00



Obr. 6 Pohľad na dokončený mostný objekt 201-00

206-00 MOST V KM 103,0 D1 CEZ RIEKU TORYSA, NAD ŽELEZNIČNOU TRAŤOU A CESTOU I/68

Peter Kulla¹

ABSTRAKT

Mostný objekt 206-00 je súčasťou stavby D1 Prešov západ - Prešov juh a premostuje dve prístupové cesty, ktoré boli súčasťou objektovej skladby stavby, cestu prvej triedy I/68, železničnú trať, rieku Torysa a potok Delňa. Nosná konštrukcia sa budovala metódou postupného vysúvania z pevnej výroby, ktorá bola zrealizovaná na násype diaľnice za krajnou oporou 15.

1 ÚVOD

Mostný objekt tvoria dva mosty, pričom každý prevádza diaľnicu v jednom smere. Prevádzaná komunikácia kategórie D26,5/100 sa nachádza v smerovom oblúku s polomerom 1570 m ĽM a 1415 m PM a zároveň vo výškovom oblúku s polomerom 25440 m a 24760 m. Jedná sa o dva súbežné monolitické, jednokomorové, predpäté mosty s rozpätiami polí 30,6 + 2x40,8 + 45,9 + 9x51 + 35,7 m, celkové rozpätie mostov je 652,8 m. Vzhľadom na skutočnosť, že komunikácia pred oporou 1 je vedená v samostatných tunelových rúrach, vzdialenosť mostov od seba je 1,83m pri opore 15 až 14,77 m pri opore 1. Pričný sklon na mostoch je konštantný 2,5% ĽM a 3,0% PM. Na vonkajších rímoch pravého a ľavého mosta sú osadené protihlukové steny výšky 3,0m.

2 ZAKLADANIE A SPODNÁ STAVBA

Zakladanie na mostnom objekte je možné rozdeliť na dva celky a to krajné opory 1, 15 a piliere 4 až 14, ktoré boli založené na veľkopriemerových vŕtaných pilotách Ø1,20 m. Piliere 2,3 a 4 sú založené hlbinné na mikropilotách. Stavebné jamy na podperách 4 až 14 boli zabezpečené tesniacimi stenami z oceľových štetovnic, z ktorých časť pri rieke Torysa a potoku Delňa ostali ako trvalá ochrana základov. V rámci stanoveného postupu a koordinácie s výstavbou prístupovej komunikácie k tunelu bola prioritou urýchlenej výstavby pilierov č. 4, 3 a 2, ktoré mali priamy súvis s prístupovou komunikáciou. Tieto práce boli realizované od októbra 2017. Postupne sa začali realizovať aj veľkopriemerové piloty od podpory č.14 proti staničeniu, kôli pripravenosti spodnej stavby na vysúvanie od opory č.15. Tvar základov bol pri vnútorných podperách jednotný 9,2x9,2 m, medziľahlé piliere mali pôdorysný rozmer 2,5 x 4,5m a na posledných 4 metroch s rozšírenou hlavicou rozmeru 3,0 x 6,79 m. Celková výška pilierov sa pohybovala v rozmedzí od 13,205 m až po 25,34 m. Počas priebehu zakladania a výstavby spodnej stavby bolo potrebné zrealizovať tri zásadné zmeny voči pôvodnému projektu:

1. Zmena založenia podpier 2L,2P
2. Zmena založenia podpier 13,14 LP
3. Zmena opory 15 LP

Tieto zmeny súviseli hlavne so zastihnutou geológiou pri zakladaní, neovplyvnili však plánovaný postup výstavby spodnej stavby.

¹ Ing.,Doprastav a.s., Drieňova 28, tel.:+421 907 801 876, mail: peter.kulla@doprastav.sk



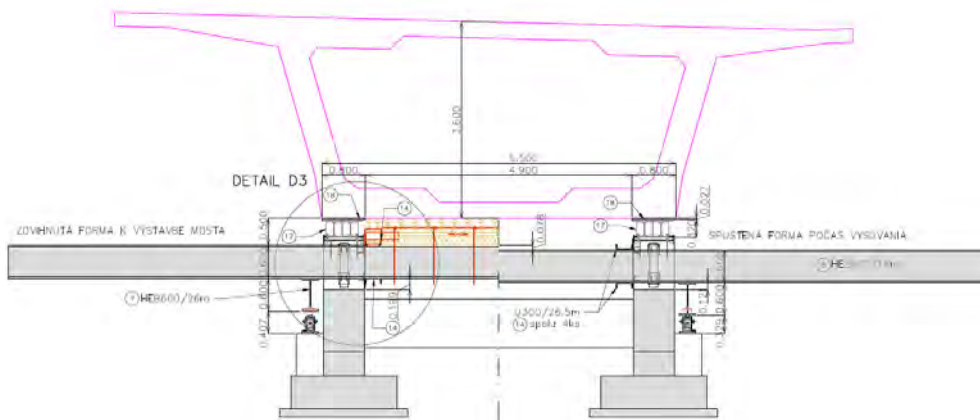
Obrázok č.1 – Spodná stavba v realizácii



Obrázok č.2 – LM pred dokončením výsunu

3 VÝROBŇA A NOSNÁ KONŠTRUKCIA

Po dosypaní násypu za oporou 15L, P boli zahájené práce na výstavbe výrobné mosta, ktorá bola osadená 32 metrov za oporou. Výrobnú tvoria oceľové klzné nosníky, ktoré ležia pevne na železobetónových stenách výrobné založenej na pásových základoch hlbínne na veľkopriemerových pilotách. Po výškovej a smerovej rektifikácii na železobetónovej stene boli klzné nosníky podlaťte cementovou zálievkovou hmotou.



Obrázok č.3 – Priečný rez výrobňou

V železobetónových stenách je osadený rošt z oceľových nosníkov HEB 600, ktorý je položený na pozdĺžnych nosníkoch a tie umožňujú zdvihanie, alebo spúšťanie pomocou hydraulických lisov umiestnených na betónových blokoch vedľa samotnej konštrukcie výroby. Na oceľovom rošte je osadené debnenie nosnej konštrukcie, ktoré pozostáva z vonkajších dielcov trámov spojených s dielcami konzoly mostovky. Medzi klznými nosníkmi bolo zmontované debnenie spodnej dosky uložené tiež na oceľovom rošte. Debnenie vnútra trámov bolo prekladané, debnenie mostovky v komôrke sa vysúvalo na bábkach podperného lešenia. Nosná konštrukcia bola betónovaná na dvakrát. V prvej fáze bola zrealizovaná spodná doska a trámy nosnej konštrukcie a po oddebnení vnútorného debnenia a vytiahnutí stola bola betónovaná mostovka. Po procese predopnutia nosnej konštrukcie, pred ktorým boli vždy skúšané 48 hodinové pevnosti betónu, sa mohli začať práce na spustení výroby a výsune hotového taktu mosta. Súčasťou výroby boli aj pomocné piliere vybudované v polovici vzdialenosti výroby od krajnej opory. Tieto slúžili na zaistenie stability pri montáži navádzacieho nosa dĺžky 36m do štartovacej polohy a pri výsune prvého a posledného taktu. Po konečnom zasunutí mosta boli kompletne odstránené. Samotný výsuv mostnej konštrukcie zabezpečovala štvorica dutých šplhacích lisov HA 200, ktoré boli umiestnené na úchytnej oceľovej konštrukcii na opore 15. Táto oceľová konštrukcia bola voči úložnému bloku opory predopnutá. Súčasťou hydrauliky boli aj dva menšie lisy HA 40, ktoré slúžili iba na výsuv 1.taktu pomocou 4-pramencového lana ukotveného v navádzacom nose. Hotová konštrukcia spojitého nosníka mosta pozostávajúca z jednotlivých taktov sa vysúva von z výroby klzaním po klzných nosníkoch na klzných preglejkách, trenie znižuje priemyselná vazelína. Na pilieroch boli vopred osadené klzne podložky, pri výsune sa medzi túto klznú podložku a nosnú konštrukciu vkladali PTFE

teflónové dosky natreté špeciálnou silikónovou vazelinou. Na každom pilieri boli osadené meračské zariadenia na kontrolu náklonov a tie boli on-line sledované počas výsunu mosta. Po konečnom dosunutí konštrukcie ostáva posledná zložitejšia operácia a to výmena klzných podložiek za trvalé ložiská. Po osadení ložísk stavba pokračovala prácami na mostnom zvršku: izolácie, rímky, zvodidlá a úpravy pod mostom.



Obrázok č.4 – Ukončená betonáž vo výrobni

4 ZÁVER

Na mostnom objekte bolo zrealizovaných po 27 výsunov na ľavom a pravom moste a celá stavba, ktorej súčasťou je aj tento objekt je od októbra 2021 v prevádzke. Po Štrbe a Svrčinovci je tento Prešovský tretím vysúvaným diaľničným mostom, ktorý realizovala spoločnosť Doprastav a.s. na Slovensku.

D4R7 – NULTÝ OBCHVAT BRATISLAVY JE V PREVÁDZKE. VŠEOBECNÝ PREHĽAD PROJEKTU

Eudovít Nad¹ – Gonzalo Fernández León² – Tomáš Bežilla³

ABSTRAKT

Článok uvádza základné všeobecné informácie o projekte PPP D4R7, ktorý bol v plnom rozsahu (postupne) odovzdaný do užívania v jeseň 2021. Najviac pozornosti je venované Lužnému mostu, ktorý je následne podrobne popísaný v ďalších príspevkoch. Uvedená je tu aj stručná informácia o prvých skúsenostiach z polročného prevádzkovania takmer 60 km diaľnice D4 a rýchlostnej cesty R7

1 ÚVOD

Projekt južnej časti nultého obchvatu Bratislavy, financovaný formou verejno-súkromného partnerstva, PPP D4R7 je nepochybne zložitý a náročný. Bol spustený ako „otvorený tender“, čo umožnilo zhotoviteľovi vykonať zmeny takmer všetkých stavebných objektov. Tak vznikla zvláštna situácia, keď súčasne prebiehali projektové aktivity na rôznych stupňoch projektovej dokumentácie, nasledovali povoľovacie procesy, a zároveň prebiehala už aj realizácia stavby tam, kde to bolo legislatívne možné.

Zmeny sa vykonali na takmer všetkých 1100 stavebných objektoch, pričom všetky prešli optimalizáciou podľa takzvaného princípu 4 E. V zmysle tohto princípu by stavebné dielo malo byť : Efektívne + Ekonomické + Estetické + Environmentálne a to v každom svojom štádiu (počas projektovania, výstavby a v čase používania až do konca životnosti). Teda ide o vyvážený kompromis medzi štyrmi základnými kritériami, ktoré sú podmienené najmä požiadavkami noriem a iných technických predpisov stanovených verejným obstarávateľom.

2 CHARAKTERISTIKA PROJEKTU

Koncesná zmluva medzi verejným obstarávateľom (Ministerstvo dopravy a výstavby SR) a koncesionárom (Zero Bypass Limited) bola podpísaná v máji 2016. Projekt D4R7 pozostáva z diaľnice D4 o dĺžke 27 km a rýchlostnej cesty R7 o dĺžke 32 km a bol otváraný a sprístupnený dopravnej verejnosti postupne po etapách, tak ako boli dokončované zhotoviteľom. Časť projektu zahŕňajúca predovšetkým úseky R7 a malá časť D4 bola otvorená v auguste 2020. Zvyšná časť projektu bola otvorená v priebehu mesiaca september a október 2021. Úsek zahŕňajúci Dunajský most bol otvorený 26. septembra 2021. V súčasnosti, teda už takmer pol roka je celý projekt v prevádzke.

Zhotoviteľom stavby je D4R7 Construction, s.r.o.. Jeho zmluvným partnerom zodpovedným za prípravu projektovej dokumentácie a výkon inžinierskej činnosti je DOPRAVOPROJEKT, a.s.. Ten má pritom viacero poddodávateľov zo SR, ČR, Rakúska a Španielska. D4R7 Construction, ako zhotoviteľ stavby mal tiež svoj vlastný útvar projektovania, ktorý mal veľmi silnú podporu od materských spoločností konzorcia a ktorého úlohou bolo úzko koordinačne spolupracovať s projektantmi.

Celý projekt pozostávajúci z takmer 60 km diaľničnej pozemnej komunikácie má niekoľko technicky aj vizuálne náročných a exponovaných častí, ako napr. 14 križovatiek, 116

¹ prof. Ing. CSc., od r. 2016 do 2021 Koordinátor projektovania v projekte PPP D4R7

² Ing., generálny riaditeľ D4R7 Construction, s.r.o., Odborárska 21, Bratislava

³ Ing. PhD., prevádzkový riaditeľ Zero Bypass Limited, Odborárska 21, Bratislava

mostných objektov, protiradarovú tieniacu stenu v úseku D4 pri letisku, tzv. kompenzačné opatrenia s ohľadom na územie NATURA 2000.

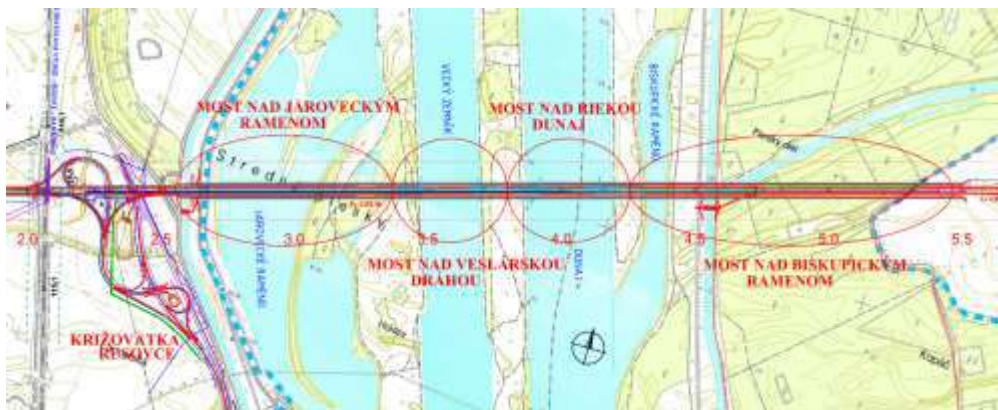
Projekt D4R7 je rozsiahly, o čom svedčí aj objem prác a spotreba hlavných materiálov, napr. rozsah zemných prác predstavuje cca 9,5 mil. m³ zabudovanej zeminy, takmer 1 mil. ton obaľovaných asfaltových zmesí, takmer 30 tisíc bm veľkopriemerových pilót (priemeru 900, 1200 a 1800mm), viac ako 1400 zabudovaných prefabrikovaných mostných nosníkov, viac ako 220 tisíc m³ zabudovaného konštrukčného betónu, ...

Uplatnenie betónových prefabrikátov prináša viaceré nespochybniteľné výhody, o ich použití v najväčšom možnom rozsahu, sa uvažovalo už od fázy verejnej súťaže a sú aj súčasťou technického riešenia vysúťaženého Verejným obstarávateľom. V projekte bolo použitých niekoľko typov prefabrikovaných betónových konštrukčných prvkov. Najväčšia pozornosť bola venovaná vopred predpätým mostným nosníkom. Ich vývoj vychádzal z predpokladu individuálneho návrhu nosnej konštrukcie každého mosta s využitím niektorého zo šiestich typov nosníkov pokrývajúcich širokú škálu možností (rozpätie od 19 do 39 m a výška prierezu od 800 do 1900 mm). Na výstavbu 60 mostov bolo takto použitých 1428 prefabrikovaných vopred predpätých nosníkov (najväčší mal dĺžku 38,4m a hmotnosť 58,3t). Nosníky sa ukladajú v premenlivej osovej vzdialenosti do 2,8 m a priestor medzi ich prírubami je prekrytý spriahajúcimi prefabrikovanými filigránovými doskami. Prefabrikované betónové oblúky tvoria nosnú konštrukciu šiestich ekoduktov. V značnom rozsahu sú navrhnuté a stavané vystužené horninové konštrukcie s fasádnyimi betónovými panelmi, ich celková pohľadová plocha je viac ako 53 000 m². Ďalšie prefabrikované prvky sa použili pri zhotovení priepustov, mostných ríms a vzpier podopierajúcich konzolové časti NK (v priečnom smere) na Dunajskom súmostí. Dôvody využitia prefabrikácie spočívajú v dosahovaných priaznivejších parametroch časových a kvalitatívnych, ale aj konštrukčno – technologických a estetických, dôsledkom čoho je napokon aj pozitívny ekonomický efekt.

3 DUNAJSKÉ SÚMOSTIE -- LUŽNÝ MOST

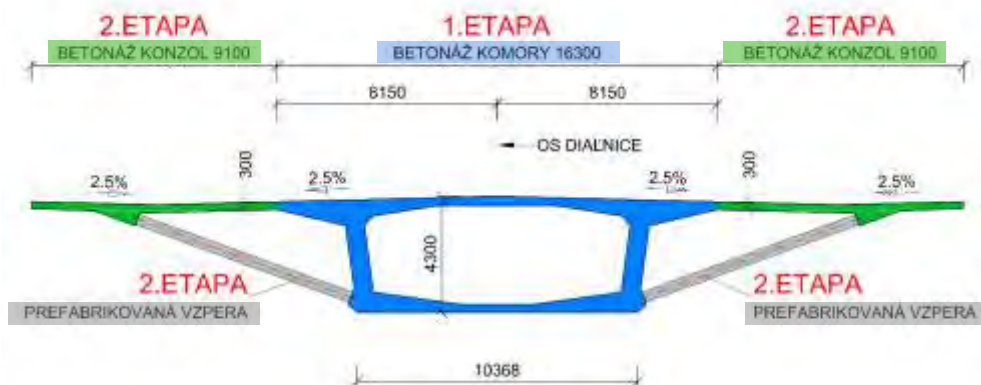
Nepochybne najimpozantnejším dielom projektu je 6. most cez Dunaj a príľahlé ramená, s celkovou dĺžkou takmer 3 km (Lužný most).

Ide o 4 na seba navzájom bezprostredne nadväzujúce mosty: tzv. Západné predmostie (785m), premost'ujúce pravostrannú hrádzu a Jarovecké rameno, most cez veslársku dráhu (470 m), most cez Dunaj (430 m) a tzv. Východné predmostie (1250 m), ktoré premost'uje ľavostrannú hrádzu a Biskupické rameno (Obr. 1). Všetky mosty sú podrobnejšie popísané v nasledujúcich príspevkoch.



Obr. 1 Situácia, poloha štyroch mostov tvoriacich Dunajské súmostie – Lužný most

Všetky mosty sú navrhnuté ako dodatočne predpäté komorové mosty s jednou 35 m širokou mostovkou. Priečna typológia nosnej konštrukcie (NK) si vyžaduje použitie dvoch etáp realizácie: stredová komora a konzoly so vzperami. Komora predmostí sa v prvej fáze realizovala technológiou výsuvnej skruže (použité boli dve oceľové výsuvné skruže, pričom každá z nich mala vrátane debnenia hmotnosť 1300 ton, dĺžku 140 m, výšku 30 m a šírku 20 m vo fáze betonáže, resp. 31 m vo fáze presunu), vhodnej pre mosty s maximálnym rozpätím poľa 70 metrov a maximálnou šírkou 14,3 m.



Obr. 2 Charakteristický priečny rez – zhotovenie v dvoch etapách

Komora nosnej konštrukcie dvoch hlavných mostov (cez veslársku dráhu a cez Dunaj) bola v prvej etape zhotovená monoliticky, metódou letnej betonáže so zárodkom dĺžky 16,3 m a rozpätím hlavného mostného poľa 210 m ponad veslársku dráhu, resp. 170 m na moste cez koryto Dunaja. Obe technológie sú všeobecne známe a na Slovensku sa používajú už niekoľko rokov či desaťročí. Je však logické, že v priebehu času sa vyvíjajú a inovujú.

4 PRVÉ SKÚSENOSTI S PREVÁDZKOU LUŽNÉHO MOSTA

Projekt D4R7 pozostáva z diaľnice D4 o dĺžke 27 km a rýchlostnej cesty R7 o dĺžke 32 km. Projekt sa otváral postupne po etapách, tak ako boli dokončované zhotoviteľom. Časť projektu zahŕňajúca predovšetkým úseky R7 a malú časť D4 bola otvorená v auguste 2020. Zvyšná časť projektu bola otvorená v priebehu mesiaca september a október 2021. Úsek zahŕňajúci Lužný most bol otvorený 26. septembra 2021. Aby bol Koncesionár v pozícii prevádzkovať úseky sprístupnené motoristickej verejnosti v roku 2020 zriadil dočasné stredisko údržby na odpočívadle nachádzajúcom sa na sprevádzkovanom úseku (Obr.3). Aj keď poloha tohto dočasného strediska je nevyhovujúca z hľadiska dojazdových časov na konci rýchlostnej cesty R7, Koncesionárovi sa darilo v roku 2020 ako aj v roku 2021 zabezpečovať prísne podmienky Koncesnej zmluvy z hľadiska prevádzky. Finálne stredisko údržby by malo byť umiestnené cca v strede projektovej cestnej komunikácie a malo by byť podľa predpokladov dokončené v polovici roka 2022.

Koncesionár sa musel vysporiadať v roku 2021 s prvou zimou na Lužnom moste. V Slovenskej republike nie sú skúsenosti s údržbou súmostia o celkovej dĺžke 3 km tzn. Koncesionár sa preto nemohol oprieť o žiadne skúsenosti od ostatných správcov v SR. Výzvu predovšetkým predstavovalo zvládnutie zimnej údržby na súmostí, ktoré preklenuje statické vodné plochy ako aj rieku Dunaj so silným prúdom vody. Rozdiel teplôt tak nemohol zostať zanedbateľný pri plánovaní zimnej údržby. Nakoľko sú v zimnom období betónové konštrukcie (mosty) chladnejšie ako okolité násypy mimo vodných plôch, Koncesionár musel zobrať do úvahy zvýšené riziko vzniku poľadovice na Dunajskom súmostí oproti okolitým úsekom diaľnice. Zvýšené riziko tiež pramenilo z poznania, že betónové mosty sú náchylnejšie na namrzanie vozovky. Preto zvolil kombináciu

preventívneho postreku soľankou a v prípade sneženia kombináciu soľanky s posypom soli. Tento postup sa osvedčil a tak možno konštatovať, že riziko poľadovice sa darilo efektívne eliminovať proaktívnym prístupom Koncesionára.



Obr. 3 Mapa úsekov D4R7 s vyznačenou polohou dočasného strediska údržby (OM Centre)

Je potrebné spomenúť aj možné riziká prameniácie z faktu, že dĺžka súmostia cez rieku Dunaj má cca 3 km. V prípade výdatných snehových zrážok sa Koncesionár obáva, že priestor na odpratávanie snehu (núdzový pruh) bude zanesený akumulovaným snehom. Návrh bezpečnostných zariadení situoval betónové zvodidlá v priamom kontakte so stenou proti vtákom. Vznikla tak bariéra, ktorá síce pomáha ochrániť vtáčie druhy, ale na druhej strane komplikuje efektívny výkon zimnej údržby v prípade výdatného sneženia, čo sa ale v daných klimatických podmienkach vyskytuje pomerne zriedkavo. Štandardný postup pri vykonávaní zimnej údržby spočíva v odpratávaní snehu smerom od stredného deliaceho pásu za krajnicu. V prípade Lužného mosta (Obr. 4) by to nebolo možné, nakoľko akumulovaný sneh je situovaný na krajnici a nie je možné ho odstrániť inak ako mechanickým spôsobom tj. naložením nakladačom na korbu nákladného vozidla.

Nakoľko mostné súmostie je režime predčasného užívania, obsahuje ešte drobné vady a nedorobky, ktoré nebránia bezpečnej a plynulej premávke. Tento stav je v súlade s zaužívanou praxou, nakoľko zmluvné strany majú záujem spustiť pre motoristickú verejnosť hotové úseky čo najskôr po dokončení. Ich odstraňovanie prebieha počas prevádzky mostov bez ovplyvnenia okolitej premávky.



Obr. 4 Lužný most

Referencie

Dokumentácia a fotoarchív spoločností D4R7 Construction a Zero Bypass Limited

Sekcia B1

VEDA – VÝSKUM – VÝVOJ

VÝBER VHODNÉHO SPÔSOBU ZOSILNENIA LOKÁLNE PODOPRETEJ STROPNEJ DOSKY

Mária Bolešová¹ – Daniel Čereš² – Katarína Gajdošová³

ABSTRAKT

Lokálne podopreté stropné dosky sú už posledných pár desaťročí najviac používaným typom stropných konštrukcií. Mnoho budov počas svojej životnosti prechádza zmenou využitia, či rekonštrukciou. V mieste v okolí stĺpov sa koncertujú šmykové napätia, ktorých posúdenie si vyžaduje zvýšenú pozornosť, vzhľadom na to, že porušenie pretlačením sa považuje za krehké. Zvýšenie šmykovej odolnosti lokálne podopretej stropnej dosky je možné zabezpečiť viacerými spôsobmi. Tento článok je zameraný na zosilnenie lokálne podopretých stropných dosiek pomocou dodatočne vlozenej šmykovej výstuže a zosilnenie pomocou pridania novej železobetónovej vrstvy v oblasti nad podporou (nadbetonávky). Spôsob zosilnenia šmykovou výstužou bol overovaný experimentálne aj s históriou zaťažovania, aby sa podarilo čo najviac priblížiť existujúcim stropným doskám v budovách. Časť vzoriek bola zosilňovaná až po aplikácii čiastočného zaťaženia a následne po zvýšení šmykovej únosnosti bola overovaná ich finálna únosnosť. Spôsob zosilnenia pomocou nadbetonávky bol overovaný v teoretickej rovine použitím súčasnej platnej normy Eurokód 2 a ďalších noriem zohľadňujúcich účinok pootočená a následne podložený nelineárnym modelom.

1 ÚVOD

Už od druhej polovice minulého storočia sú lokálne podopreté stropné dosky jedným z najpoužívanejších horizontálnych nosných systémov, a to najmä kvôli rovnému dohľadu, ktorý zabezpečuje jednoduchosť a rýchlosť zhotovenia, vedenia rozvodov zdravotníckej a vzduchotechniky. V okolí lokálny podpier (stĺpov a prípadne rohov a koncov stien) vznikajú veľké šmykové napätia. Okrem iného sa pri týchto doskách stretávame aj s vyšším priehybom. Práve vyššie šmykové namáhanie má pri návrhu za následok zvýšenie hrúbky dosky alebo pridanie šmykovej výstuže. Existujúce budovy často prechádzajú zmenou využitia, prípadne rekonštrukciou. V mnohých prípadoch sa projektanti stretávajú s nárastom zaťaženia na stropných doskách, ako aj s nedostatočnou šmykovou odolnosťou stropnej dosky v okolí podpier, ktorá môže byť vzhľadom na podmienky prostredia vyriešená rôznymi spôsobmi. V prípade, ak je maximálna šmyková odolnosť stropnej dosky v lici podpory dostatočná, je možné použiť dodatočne vloženú šmykovú výstuž (vlepané kotvy, svorníky), no v opačnom prípade je vhodnejšie zvýšiť hrúbku stropnej dosky pomocou vyhotovenia vystuženej nadbetonávky. Samozrejme je možné zvážiť aj iné spôsoby zosilnenia ako je napríklad vyhotovenie ocelového (prípadne betónového) doskového zosilnenia, zvýšenie ohybovej odolnosti pomocou priania FRP lamiel na horný povrch dosky alebo aj zväčšením podpory.

2 VÝSKUM VENOVANÝ ZOSILNENIU LOKÁLNE PODOPRETÝCH STROPNÝCH DOSIEK

Zosilneniu lokálne podopretých stropných dosiek pomocou dodatočne vlozenej šmykovej výstuže sa na Katedre betónových konštrukcií a mostov (STU v Bratislave) venoval v roku

¹ Ing., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: (02)5927-576, e-mail: maria.bolesova@stuba.sk

² Ing., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: (02)5927-576, e-mail: daniel.ceres@stuba.sk

³ doc. Ing. PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: (02)59274-382, e-mail: katarina.gajdosova@stuba.sk

2018 Ing. Keseli [1], ktorý overoval účinok zosilnenia s využitím svorníkov, vlepaných a skrutkovaných kotiev. Z jeho výskumu vyplynulo niekoľko záverov. Pre vzorky zosilnené pomocou kotiev je ich účinok do veľkej miery závislý od druhu použitého lepidla (malty), ktoré zvyšuje súdržnosť s doskou. V prípade trhliny, ktorá sa nachádza v mieste kotvy sa znižuje odolnosť a tuhosť kotvenia. Pri trhlínach väčších ako približne 1 mm dochádza k vytrácaniu priaznivého účinku lepidla alebo malty. Šmyková výstuž v podobe svorníkov vie zvýšiť šmykovú únosnosť viac ako zosilnenie pomocou kotiev. Účinnosť svorníkov je podmienená veľkosťou roznášacej podložky, ktorá sa nachádza na spodnom a hornom povrchu.

Výhodou zosilnenia pomocou kotiev je, že počas inštalácie kotiev nie je nutné odstrániť podlahové vrstvy a je možné dosiahnuť zlepšenie únosnosti výstuže aj šikmou inštaláciou kotiev do dosky. Dôležité je dať pozor aj na typ zvoleného lepidla alebo malty, ktorý sa použije pri kotvení, vzhľadom na dlhotrvanosť alebo požiarnu odolnosť spoja.

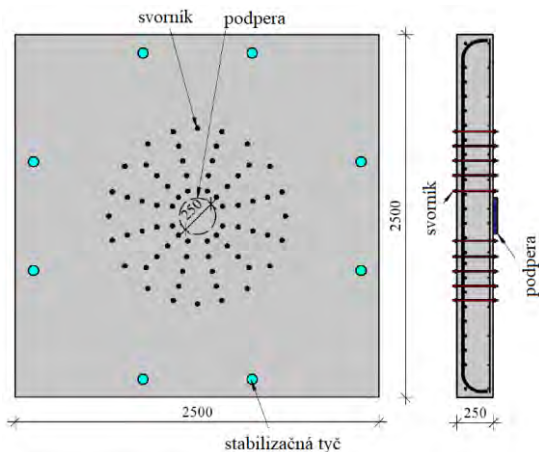
Pri takomto type zosilnenia je dôležité dať pozor na odolnosť stropnej dosky v tlakovej diagonále, ktorá by mala byť vyššia ako je šmyková odolnosť stropnej dosky so šmykovou výstužou, ale aj na ohybovú odolnosť.

3 POZOROVANIE SPRÁVANIA SA STROPNÝCH DOSIEK POČAS ZOSILNENIA DODATOČNE VLOŽENOU ŠMYKOVOU VÝSTUŽOU S HISTÓRIOU ZAŤAŽOVANIA

Vzhľadom na predchádzajúci výskum venovaný zosilneniu lokálne podopretých stropných dosiek pomocou dodatočne vlozenej výstuže, sa v tejto oblasti pokračovalo ďalej, ale so zameraním na spôsob zaťažovania stropných dosiek. Nasledujúci výskum bol venovaný overovaniu účinnosti zosilnenia pomocou oceľových svorníkov, kde ich inštalácii predchádzalo počiatočné zaťažovanie vriek.

3.1 Návrh experimentálnych vzoriek

Experimentálne vzorky mali rovnomerne rozmiestnené svorníky okolo kruhovej podpory reprezentovanej oceľovou platňou s priemerom 0,25 m. Bolo vyrobených 7 vzoriek s pôdorysnými rozmermi 2,5 m a 2,5 m a s hrúbkou 0,25 m. Všetky dosky boli vystužené oceľovou výstužou B500B s rovnakým stupňom vystuženia 1,57%. Do stropných dosiek bol predpísaný betón pevnosťou v tlaku 30 MPa.



Obr. 1 Geometria vzorky vystuženej pomocou šmykovej výstuže v pôdoryse (vľavo) a v reze (vpravo)

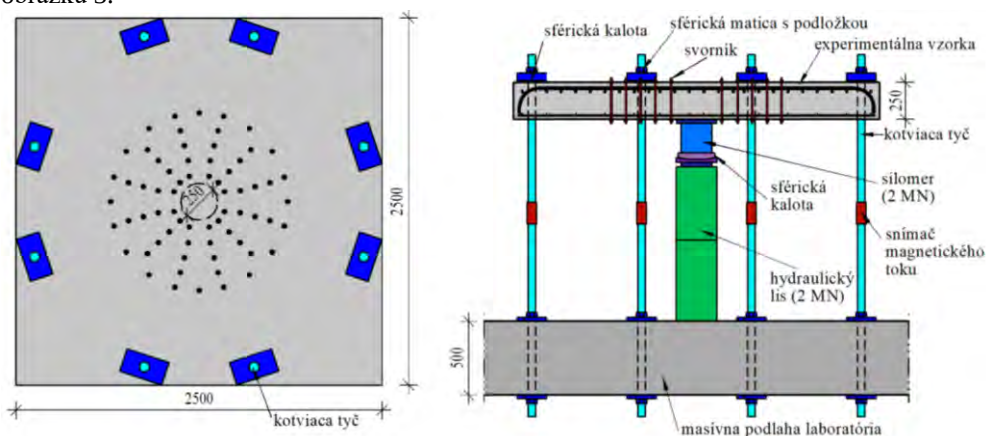


Obr. 2 Použitá šmyková výstuž

Vzorky boli vystužené pomocou šmykovej výstuže v tvare svorníkov, ktoré boli pri hornom a spodnom povrchu vzorky upevnené pomocou matice s dvojicou podložiek s priemerom 5,6 cm a 3,6 cm. Šmyková odolnosť jednej referenčnej vzorky bola testovaná bez šmykovej výstuže. Šesť vzoriek bolo vystužených pomocou svorníkov, kde bola závitová tyč použitá M10 s triedou ocele 4.8. Jedna vzorka bola vystužená pomocou svorníkov s rozmerom závitovej tyče M12 a triedou ocele 8.8. Rozmiestnenie šmykovej výstuže bolo radiálne. Na každom z piatich prstencov bolo rozmiestnených 12 svorníkov (Obr. 1).

3.2 Návrh zostavy

Experimentálna zostava, pomocou ktorej boli vzorky testované, simuluje symetrickú lokálne podopretú stropnú dosku vo vnútri objektu so vzájomnou vzdialenosťou podpier približne 6 m. Zaťaženie na vzorku bolo aplikované hydraulickým valcom zdola prostredníctvom oceľovej platne, ktorá reprezentovala podperu (stĺp). Po obvode bola doska stabilizovaná ôsmimi tyčami, v mieste ktorých bol nulový ohybový moment. Zaťažovacia zostava je na obrázku 3.



Obr. 3 Schéma tvaru zaťažovacej experimentálnej zostavy v pôdoryse (vľavo) a v reze (vpravo)

3.3 Merania počas experimentu a priebeh zaťažovania

Počas zaťažovania bola meraná sila pomocou silomera a prerozdelenie síl do stabilizačných tyčí pomocou snímačov magnetického toku. Pri spodnom povrchu bol pomocou snímačov dráhy a ochýlkomerov meraný priebeh, ktorý bol následne porovnávaný aj s fotogrametriou. Dáta o pomerných pretvoreniach pri spodnom povrchu dosky sa získavali pomocou tenzometrov nalepených na povrch betónu. Pomerné pretvorenia pri hornom povrchu boli vyhodnocované z fotogrametrického merania. Okrem priebehov boli merané aj pootočenia dosky libelami na každej hrane dosky.

Cieľom experimentu bolo dokázať vplyv histórie zaťažovania na stropné dosky po zosilnení. Nezosilnená vzorka FS-01 zlyhala pretlačením vo vzdialenosti medzi $1,5d$ až $2d$ od líca podpery (kde d je účinná výška dosky). Tri dosky FS-02, FS-03 a FS-07 boli zosilnené vopred, až potom boli zaťažované až do porušenia. Vzorka FS-04 bola zosilnená až na úrovni 50% únosnosti vzorky bez šmykovej výstuže a po zosilnení bola doska zaťažovaná až do porušenia. Vzorky FS-05 a FS-06 boli zaťažované na úroveň 75 % šmykovej únosnosti stropnej dosky bez šmykovej výstuže, následne boli odľahčené na úroveň 50 % šmykovej únosnosti dosky bez šmykovej výstuže a po zosilnení boli zaťažované až do porušenia. Všetky dosky zosilnené šmykovou výstužou so svorníkmi M10 zlyhali pretrhnutím šmykovej výstuže.

Tab. 1 Experimentálne vzorky a ich vlastnosti

Označenie vzoriek	Šmyková výstuž (svorníky)	Zaťažovanie pred zosilnením	Úroveň zaťaženia počas zosilňovania	Spôsob porušenia vzoriek
FS-01	-	do porušenia = $V_{Rm,c}$	nezosilnená	porušenie pretlačením bez šmykovej výstuže $V_{Rm,c}$
FS-02	M12 (8.8) 12ks, 5 radov	0% $V_{Rm,c}$	zosilnená pred zaťažovaním	kombinácia ohybového porušenia a zároveň za šmykovou výstužou
FS-03	M10 (4.8) 12ks, 5 radov	0% $V_{Rm,c}$	zosilnená pred zaťažovaním	porušenie šmykovej výstuže
FS-04	M10 (4.8) 12ks, 5 radov	50% $V_{Rm,c}$	50% $V_{Rm,c}$	porušenie šmykovej výstuže
FS-05	M10 (4.8) 12ks, 5 radov	75% $V_{Rm,c}$	50% $V_{Rm,c}$	porušenie šmykovej výstuže
FS-06	M10 (4.8) 12ks, 5 radov	75% $V_{Rm,c}$	50% $V_{Rm,c}$	porušenie šmykovej výstuže
FS-07	M10 (4.8) 12ks, 5 radov	50% $V_{Rm,c}$	50% $V_{Rm,c}$	porušenie šmykovej výstuže
$V_{Rm,c}$ - šmyková odolnosť vzorky bez šmykovej výstuže				

4 ZOSILNENIE LOKÁLNE PODOPRETÝCH STROPNÝCH DOSIEK POMOCOU VYHOTOVENIA NADBETONÁVKY

Jedným zo spôsobov, ako zosilniť lokálne podopretú stropnú dosku proti pretlačeniu je pomocou vyhotovenia nadbetonávky. Výhodou tohto typu zosilnenia je zvýšenie šmykovej a súčasne ohybovej odolnosti konštrukcie. V súčasnosti je len veľmi málo výskumov zaoberajúcich sa zosilnením proti pretlačeniu práve formou nadbetonávky.

4.1 Parametrická štúdia

Na získanie vstupných podkladov pre návrh vzoriek bola vypracovaná parametrická štúdia [2], ktorá obsahovala výpočty šmykovej odolnosti pre rôzne hrúbky dosky s rôznym stupňom vystuženia a súčasne rôzne hrúbky nadbetonávky s rôznym stupňom vystuženia nadbetonávky. Pôdorysné rozmery analyzovaných dosiek sú 2,5 m x 2,5 m a vychádzajú z predchádzajúcej experimentálnej zostavy, ktorá bola prezentovaná v odseku 3.2 (Obr.3). Pevnosť betónu v tlaku sa predpokladá 30 MPa. Výstuž bola uvažovaná triedy B500B. Výpočty boli zhotovené na základe modelov Eurokódu 2, novej generácie pripravovaného Eurokódu 2 a Model kódu 2010.

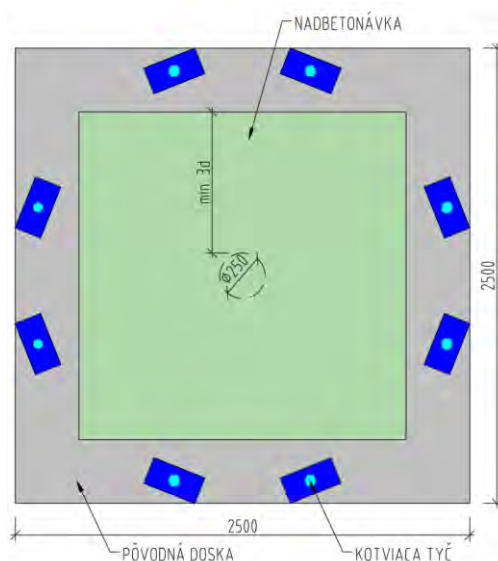
Tab. 2 Vstupné parametre parametrickej štúdie

Označenie dosky	Hrúbka dosky [m]	Hrúbka nadbetonávky [m]	Stupeň vystuženia nadbetonávky [%]
S20	0,20	-	0
S25-5-8	0,25	0,05	1,37
S25-5-12	0,25	0,05	3,08
S25-5-16	0,25	0,05	5,47
S30-10-8	0,30	0,10	0,68
S30-10-12	0,30	0,10	1,54
S30-10-16	0,30	0,10	2,73
S35-15-8	0,35	0,15	0,46
S35-15-12	0,35	0,15	1,03
S35-15-16	0,35	0,15	1,82

Z výsledkov parametrickej štúdie je možné pozorovať, že pri každom vystužení ja nárast odolnosti pre nadbetonávku hrúbky 15cm približne o 30% väčší ako pre hrúbku 5cm. Zároveň je vidno výrazný vplyv množstva výstuže v nadbetonávke na zvýšení odolnosti pôvodnej konštrukcie. Kým pre nadbetonávku hrúbky 15cm je celkový nárast odolnosti približne o 40% v prípade vystuženia $\phi 8$, pri rovnakej hrúbke ale vystuženej $\phi 16$ je nárast pôvodnej odolnosti takmer dvojnásobný.

4.2 Návrh skúšobnej zostavy a špecifikácia vzoriek

Na základe parametrickej štúdie a v nadväznosti na predchádzajúci výskum Huga Fernandes a z roku 2019 [3], sa v experimentálnej fáze uvažuje 6 vzoriek s pôvodnou hrúbkou dosky 0,18 m a s pôdorysným rozmerom 2,5 m x 2,5 m. Jedna z dosiek bude referenčná bez nadbetonávky a ostatné vzorky budú s nadbetonávkou hrúbky 6 cm. Vzorky budú vyrobené z betónu s pevnosťou v tlaku 30 MPa a s hlavnou nosnou výstužou $\phi 16/100$ mm v oboch smeroch. Stupeň vystuženia bude v oboch typoch nadbetonávky rovnaký. Pred zhotovením nadbetonávky je potrebné zabezpečiť spolupôsobenie dvoch vrstiev betónu, ktoré bude realizované rôznymi spôsobmi. Povrch betónu pôvodnej dosky bude v niektorých prípadoch zdrsnený, pozdĺžny posun medzi nadbetonávkou a pôvodnou doskou budú v 4 vzorkách zamedzovať aj šmykové tnie. Jednotlivé vzorky sa budú líšiť rozmerom nadbetonávky a spôsobom zakotvenia nadbetonávky do pôvodnej dosky. Nadbetonávku nie je potrebné zhotoviť na celom pôdorysnom rozmere pôvodnej dosky ale zhotoví sa tak, aby jej vzdialenosť bola min. 3d od líca stĺpa, tak ako znázorňuje Obr.4.



Obr.4 Schéma tvaru zaťažovacej experimentálnej zostavy v pôdoryse

5 ZÁVERY

Zo získaných výsledkov pozorovania vplyvu histórie zaťažovania na stropné dosky bolo jednoznačne možné pozorovať účinok zaťaženia pred zosilnením. Najväčšiu únosnosť mala stropná doska zosilnená pred zaťažovaním a najmenšiu únosnosť dosiahla doska, ktorá bola zaťažená na úroveň 75% a zosilnená pri 50% šmykovej únosnosti dosky bez šmykovej výstuže. Súčasný Eurokód 2 sa nezaoberá zosilnením dosiek existujúcich stavieb, kde vplyv

zaťaženia vie výrazne ovplyvniť budúcu únosnosť po ich zosilnení. Z tohto dôvodu je nutné pri výbere zosilnenia pomocou šmykovej výstuže uvažovať s tým, že únosnosť po zosilnení existujúcej stropnej dosky nebude zodpovedať únosnosti novej stropnej dosky s rovnakou šmykovou výstužou.

Pri zosilnení nadbetónávkou má na šmykovú odolnosť dosiek pri pretlačení výrazný vplyv nie len hrúbka nadbetónávky a stupeň vystuženia, ale aj spôsob ich spriahnutia. Miera tohto vplyvu bude overená pripravovaným experimentom. Najmenšia odolnosť sa predpokladá na vzorke, ktorej pozdĺžny posun medzi nadbetónávkou a pôvodnou doskou nebude zamedzený šmykový trnmi, ale len úpravou povrchu. Naväčšia odolnosť sa predpokladá na vzorke s oceľovými trnmi typu Peikko. Dôležitou premennou bude výpočet súčiniteľov zohľadňujúcich spriahnutie, ktoré budú vstupovať do nelineárneho výpočtu na spätnú kalibráciu modelu.

6 POĎAKOVANIE

Táto práca vznikla s podporou výskumného projektu VEGA č. VEGA 1/0645/20 "Navrhovanie a zosilňovanie betónových konštrukcií na trvanlivosť".

Literatúra

- [1] KESELI O.: *Zosilňovanie lokálne podopretých dosiek na účinky pretlačenia dodatočne vloženou šmykovou výstužou. PhD-thesis.*, Slovak University of Technology in Bratislava, Faculty of Civil Engineering STU in Bratislava 2018.
- [2] ČEREŠ D., GAJDOŠOVÁ K.: *Theoretical prediction of punching shear capacity of flat slabs without shear reinforcement strengthened by concrete topping.*, 2021 IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng. 1203 022108
- [3] FERNANDES H., LÚCIO V., RAMOS A.: *Strengthening of RC slabs with reinforced concrete overlay on the tensile face*, Engineering Structures, Volume 132, 2017, Pages 540-550, ISSN 0141-0296
- [4] BOLEŠOVÁ M. GAJDOŠOVÁ K.: *Strengthening of flat slabs to increase in shear resistance using post-installed shear reinforcement*, Proc. of the 13th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, 2021, France, Pages 76-82, ISSN 2617-4820

ŠPECIFICKÉ ASPEKTY PÔSOBNIA GFRP VÝSTUŽE V BETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÁCH

**Katarína Gajdošová¹ – Viktor Borzovič¹ – Vladimír Benko² – Róbert
Sonnenschein¹ – Michaela Štefanovičová³ – Anton Sivčák⁴ – Miroslav Kováčik³
Stanislav Blaho³ – Žaneta Šenšelová³ – Matej Jurgoš³**

ABSTRAKT

Kompozitné materiály zvyšujú svoje zastúpenie aj v stavebníctve napríklad ako náhrada konštrukčnej ocele alebo oceľových prútov pre vystužovanie betónových prvkov. Príspevok sumarizuje aktivity členov Katedry betónových konštrukcií a mostov Stavebnej fakulty STU v Bratislave v oblasti experimentálneho výskumu pôsobenia GFRP (glass fibre reinforced polymer) výstuže v betónových konštrukciách za posledné obdobie. Zameriava sa na odlišnosti v porovnaní so železobetónovými konštrukciami. Súčasťou príspevku sú časti venované základným materiálovým vlastnostiam GFRP výstuží, jednoduchému pôsobeniu v ohybe a šmyku. Taktiež súdržnosť s betónom, analýza trhlín a priehybov ako aj dlhodobé pôsobenie zaťaženia. Časť experimentov je venovaná výskumu pretlačenia lokálne podopretých dosiek vystužených GFRP výstužou. Posledná oblasť zahŕňala skúšky aplikácie GFRP výstuží s recyklovaným betónom.

1 ÚVOD

Katedra betónových konštrukcií a mostov pokračuje vo výskume pôsobenia betónových prvkov vystužených GFRP prútmi ako náhrada za bežnú oceľovú výstuž. Napreduje v získavaní vedomostí z navrhovania a posudzovania týchto konštrukcií, ktoré sa stáva v súčasnosti veľmi aktuálnym. Hlavnou metódou pre naplnenie tohto cieľa je aj v tomto prípade experimentálny výskum.

Príkladom pre vhodnú aplikáciu GFRP výstuže sú betónové prvky vystavené vysokému environmentálnemu zaťaženiu, prípadne prvky, na ktoré sú kladené špeciálne požiadavky, ako napr. nevodivé materiály, materiály neovplyvňujúce magnetické pole. Ďalšie výhody GFRP kompozitov sú vysoká odolnosť voči agresívnym chemikáliám, vyššia hodnota pevnosti v ťahu v porovnaní s oceľovou výstužou, nižšia hmotnosť, eliminácia požiadaviek na minimálnu hodnotu krycej vrstvy z hľadiska trvanlivosti.

2 SÚDRŽNOSŤ GFRP VÝSTUŽE S BETÓNOM

Základnou podmienkou fungovania vystuženého betónového prierezu je zabezpečenie súdržnosti výstuže s betónom. Úprava povrchu klasickej oceľovej rebierkovej výstuže a jej spolupôsobenie s betónom sú dobre známe a podložené normovými výpočtami. Pri GFRP

¹ doc. Ing. PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, e-mail: katarina.gajdosova@stuba.sk, viktor.borzovic@stuba.sk, robert.sonnenschein@stuba.sk

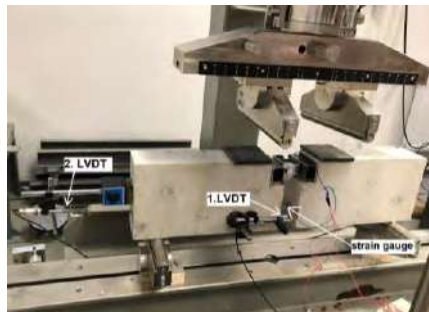
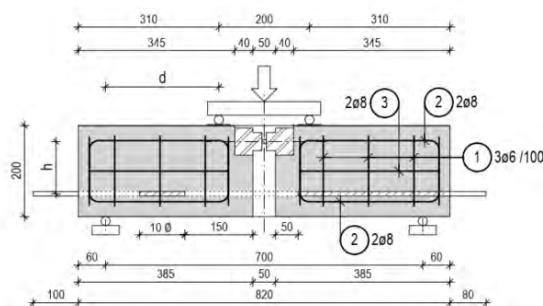
² prof. Ing. PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, e-mail: vladimir.benko@stuba.sk

³ Ing. Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, e-mail: michaela.stefanovicova@stuba.sk, stanislav.blaho@stuba.sk, zaneta.senselova@stuba.sk, matej.jurgos@stuba.sk

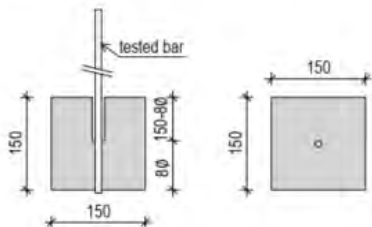
⁴ Ing. PhD. Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, e-mail: anton.sivcak@stuba.sk

výstuži sú odlišné nielen jej mechanicko-fyzikálne vlastnosti ale aj spôsob zhotovenia a povrchová úprava. Práve tie majú výrazný vplyv na zabezpečenie súdržnosti s betónom.

Na overenie aplikácie známych výpočtových postupov pre určovanie kotevných dĺžok je potrebné poznať rozvoj napätia v súdržnosti pre GFRP výstuž dostupnú v oblasti našej krajiny. Na overenie súdržnosti boli vybrané dva typy výstuže – s opieskovanou povrchovou úpravou (priemeru 8 mm a 10 mm) a s povrchovou úpravou ovinutím (s vnútorným priemerom 7 mm), porovnávané vždy s oceleovou výstužou (priemeru 6 mm). Na overenie výsledkov boli využité dve experimentálne metódy: vyťahovacie skúšky (spolu 12 kociek) a nosníkové skúšky súdržnosti (spolu 12 nosníkov). Usporiadanie skúšok je na obr. 2.1 a 2.2.



Obr. 2.1 Nosníková skúška súdržnosti



Obr. 2.2 Vyťahovacia skúška súdržnosti

Tab. 2.1 Výsledky nosníkových a vyťahovacích skúšok súdržnosti

výstuž	priemer	Napätie v súdržnosti $\tau_{\max}$ z troch vzoriek z nosníkovej skúšky	Napätie v súdržnosti $\tau_{\max}$ z troch vzoriek z vyťahovacej skúšky
oceľová	6 mm	16,8 MPa	11,6 MPa
GFRP s povrchovou úpravou ovinutím	7 mm	22,6 MPa	19,6 MPa
GFRP s povrchovou úpravou opieskovaním	8 mm	20,4 MPa	13,3 MPa
	10 mm	17,5 MPa	13,5 MPa

Výsledky experimentálnych skúšok súdržnosti sú v tab. 2.1. Na základe nich možno konštatovať, že povrchová úprava GFRP výstuže má výrazný vplyv na závislosť napätia v súdržnosti a poklzu. Nosníkové skúšky preukázali, že zväčšením priemeru výstuže sa pri GFRP výstuži znižuje napätie v súdržnosti. Zároveň nosníkové skúšky preukázali dosiahnutie vyšších hodnôt napätí v súdržnosti ako vyťahovacie skúšky, takže častejšie realizované vyťahovacie skúšky sú na strane bezpečnej.

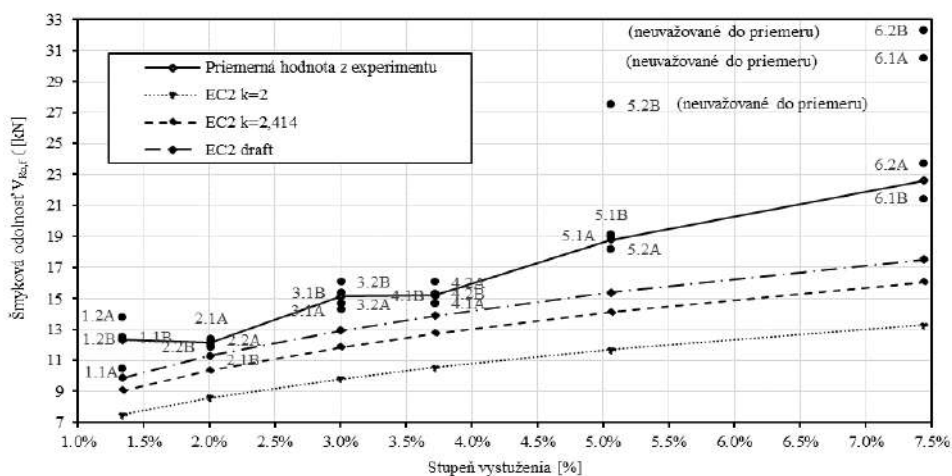
3 ŠMYKOVÁ ODOLNOSŤ BETÓNOVÝCH PRVKOV VYSTUŽENÝCH GFRP PRÚTMI BEZ ŠMYKOVEJ VÝSTUŽE

Šmyk je jedným zo základných spôsobov namáhania konštrukčných prvkov. Svoju pozornosť z pohľadu navrhovania železobetónových prvkov si získava svojim krehkým charakterom porušenia oproti duktilnému ohybovému zlyhaniu. Napriek tomu, že faktory ovplyvňujúce šmykovú odolnosť prierezov sú veľmi dobre známe, modely pre predikciu šmykovej odolnosti sú často empirické a boli stanovené na základe vyhodnotenia množstva experimentov. Takto bola stanovená aj šmyková odolnosť prvkov bez šmykovej výstuže podľa súčasne platných spoločných európskych noriem – Eurokód 2.

Cieľom experimentálnej kampane [3] bolo zistiť šmykovú odolnosť nosníkov bez šmykovej výstuže v širšom spektre vystuženia, pričom jedna séria nosníkov bola vystužená oceľovou výstužou a druhá séria nosníkov GFRP výstužou. Celkovo bolo vyrobených 26 nosníkov, z toho 14 železobetónových a 12 s GFRP výstužou. Z každého stupňa vystuženia boli vyrobené 2 nosníky, tak aby bolo možné získať 4 hodnoty odolnosti pre každý stupeň vystuženia. Základnou požiadavkou pri návrhu rozmerov nosníkov bolo ich porušenie v šmyku predchádzajúce ohybovému porušeniu. Pre uvažovanú zaťažovaciu schému bol zvolený priečny rez nosníkov šírky $b = 95 \text{ mm}$ a výšky $h = 125 \text{ mm}$. Pri vyšších stupňoch vystuženia bolo nutné umiestniť výstuž do dvoch radov tak, aby sa zachovala účinná výška nosníka, takže výška týchto nosníkov sa zvýšila na 145 mm . Účinná výška bola navrhnutá ako $d = 100 \text{ mm}$ pre všetky nosníky. Pre nosníky s oceľovou výstužou boli zvolené nasledovné vystuženia (stupne vystuženia): $3\phi 6$ (0,89%), $2\phi 8$ (1,06%), $2\phi 8+1\phi 6$ (1,36%), $2\phi 10$ (1,65%), $2\phi 10+1\phi 6$ (1,95%), $2\phi 12$ (2,38%) a pre vystuženie v dvoch radoch $2\phi 8+2\phi 6$ (1,65%). Pre nosníky s GFRP výstužou boli zvolené tieto vystuženia (stupne vystuženia): $2\phi 10$ (1,34%), $3\phi 10$ (2,01%), $3\phi 12$ (3,00%), $2\phi 16$ (3,72%) a pre vystuženie v dvoch radoch $2\phi 16+2\phi 10$ (5,06%), $2\phi 16+2\phi 16$ (7,44%). Výsledky experimentov (obr.3.2) boli porovnané s predikciou odolnosti podľa súčasne platného Eurokódu 2 (EC2) ako aj modelov, ktoré vystupujú v jeho druhej generácii (prEC2).



Obr. 3.1 Porušenie nosníka v šmyku



Obr. 3.2 Vyhodnotenie šmykovej odolnosti nosníkov s GFRP výstužou $V_{Rc,f}$ [kN] – výpočtová a nameraná hodnota

Výsledky sú vyhodnotené aj vo forme pomeru nameranej ku teoretickej výpočtovej šmykovej odolnosti pre jednotlivé predikcie pre stanovenie spoľahlivosti jednotlivých modelov (Tab. 3.1). Na základe týchto hodnôt možno konštatovať, že výpočtový vzťah podľa draftu EC2 sa priblížil najbližšie ku experimentálne nameraným hodnotám pri oboch typoch nosníkov.

Tab. 3.1 Priemerná hodnota pomeru nameranej a výpočtovej šmykovej odolnosti pre jednotlivé predikcie šmykovej odolnosti

Teoretický model	EC2, $k = 2$	EC2, $k = 2,414$	prEC2
Nosníky s oceľovou výstužou	1,34	1,11	1,02
Nosníky s GFRP výstužou	1,64	1,36	1,25

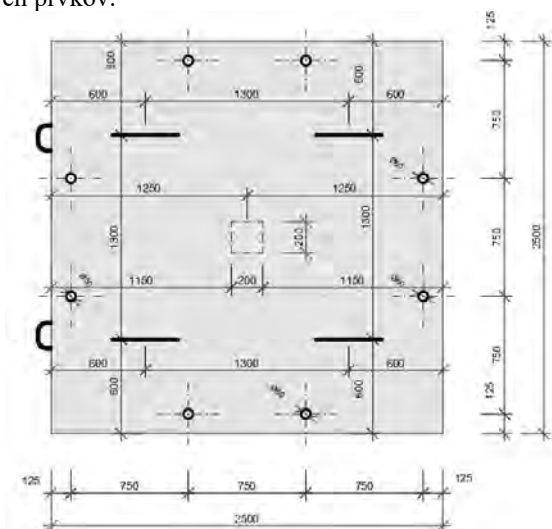
4 PRETLAČENIE

Mnohé súčasné návrhové prístupy pre stanovenie odolnosti v pretlačení sú odvodené na základe experimentálne odskúšaných dosiek vystužených oceľovou výstužou. Návrhové modely, ktoré boli odvodené z experimentov s použitím oceľovej výstuže nemôžu byť priamo použité pre prvky vystužené GFRP výstužou z dôvodu odlišných vlastností.

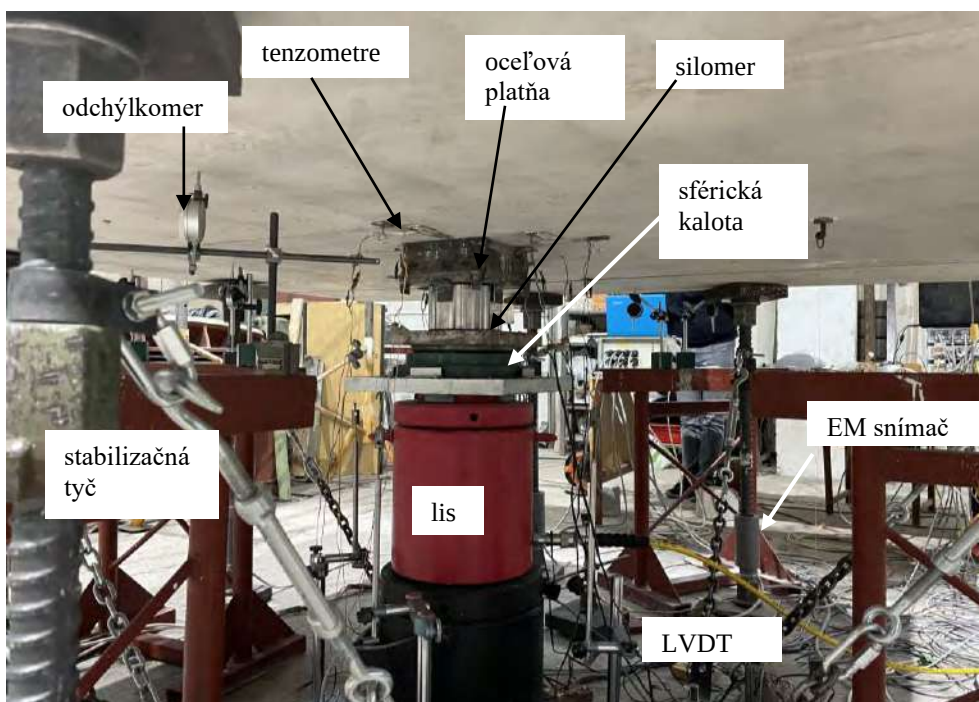
Hlavným cieľom experimentálneho programu je skúmanie vplyvu GFRP výstuže na odolnosť v pretlačení výseku lokálne podporetej stropnej dosky vystuženej GFRP výstužou v dvoch navzájom kolmých smeroch bez použitia šmykovej výstuže. Boli odskúšané 3 dosky s rozmermi 2,5x2,5x0,2 m (Obr. 4.1), pričom každá mala iný stupeň vystuženia. Sila bola vnášaná hydraulickým lisom zdola nahor. Rozmer stĺpika bol definovaný oceľovou platňou s rozmermi 200x200 mm. Všetky vzorky boli zhotovené s krytím výstuže 40 mm. Osová vzdialenosť prútov pozdĺžnej výstuže dosiek bola 50, 80 a 170 mm. Použitý priemer prúta $\phi 16$ bol rovnaký pri všetkých troch vzorkách. Dosky zlyhali v pretlačení bez ohľadu na stupeň vystuženia pozdĺžnou výstužou. Skúmané veličiny, ktoré sa pri skúšaní zaznamenávali boli priehyby dosiek, pomerné pretvorenia betónu pri spodnom povrchu, pootočenia dosiek a sila v lise. Vertikálne premiestnenia dosiek boli zaznamenávané LVDT snímačmi (Obr. 4.2). Pri spodnom povrchu boli merané pomerné pretvorenia nalepenými tenzometrickými páskami. Okrem toho boli zaznamenávané osové sily v jednotlivých

kotevných tyčiach elektro-magnetickými snímačmi. Pre kontrolu premiestnení dosky v jednotlivých bodoch bola použitá viacsnímková konvergentná fotogrametria (Obr. 4.3).

Z odskúšaných experimentov sa dá predpovedať, že majú nižšiu odolnosť v pretlačení oproti betónovým doskám vystuženým oceľovou výstužou pri porovnateľnom stupni vystuženia. Pomer modulu pružnosti GFRP voči oceli je približne 0,25. Relatívne nízky modul pružnosti GFRP materiálov oproti oceli zapríčiňuje aj nižšiu odolnosť v pretlačení betónových prvkov.



Obr. 4.1 Tvar experimentálne skúšaných dosiek vystužených GFRP výstužou



Obr. 4.2 Experimentálna zostava



Obr. 4.3 Zlyhanie jednej z dosiek s GFRP výstužou

5 DLHODOBÁ PEVNOSŤ

Na overenie dlhodobo pôsobiaceho zaťaženia na betónové prvky vystužené GFRP výstužou je zameraná ďalšia časť prebiehajúceho experimentálneho programu. Doskové nosníky majú prierez výšky 75 mm a šírky 150 mm a vystužené sú dvoma prútmi GFRP výstuže s povrchovou úpravou ovinutím s vnútorným priemerom (bez ovinutia) 7 mm. Prvá séria nosníkov bola porušená okamžitou štvorbodovou skúškou mesiac po vybetónovaní, bez predchádzajúceho zaťaženia a jej výsledky budú slúžiť ako porovnávacie. Ďalšie série nosníkov budú skúšané jeden, tri a desať rokov po kontinuálnom zaťažení. Spôsob aplikácie dlhodobého zaťaženia je na obr. 5.1.



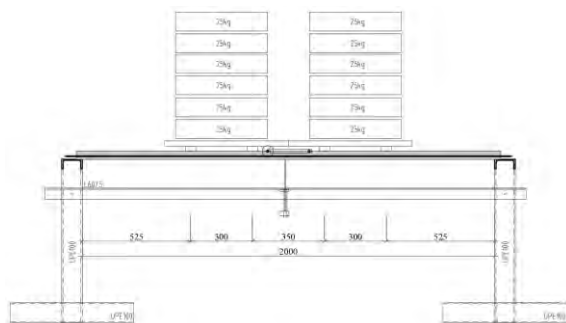
Obr. 5.1 Fotografia dlhodobej zaťažovacej zostavy (percento zaťaženia nosníkov vyznačené červenou farbou)

6 DLHODOBÉ PÔSOBENIE PREDPÄTÝCH DOSIEK

Popri sledovaní účinkov dlhodobého pôsobiaceho zaťaženia na prvky vystužené GFRP výstužou sa sleduje aj dlhodobé pôsobiace zaťaženie na predpäté GFRP vystužené doskové prvky. Experimenty na overenie dlhodobých účinkov zaťaženia sú v dostupných zdrojoch realizované a vyhodnocované len na základe krátkodobých skúšok s extrapoláciou výsledkov na dlhší čas. Dlhodobým experimentálnym programom sa od roku 2018 sleduje 6 vopred predpätých dosiek, ktoré boli zaťažené po charakteristickú úroveň zaťaženia predpokladanú pri ich využití formou strateného debnenia, následne boli odľahčené, a v septembri 2018 znova zaťažené pre sledovanie dlhodobých vlastností GFRP výstuže.

Dosky majú rozmery 2060x250x40 mm, vystužené v pozdĺžnom smere GFRP výstužou 2 ϕ 10. Krytie výstuže je 10 mm. Každá doska je zaťažená statickým zaťažením o hmotnosti 300 kg (obr. 6.1), čo predstavuje približne charakteristickú úroveň projektovaného zaťaženia. Hladina dlhodobého zaťaženia bola stanovená tak, aby napätie v najviac tlačenom vlákne betónu nepresiahlo hodnotu 0,6 f_{ck} .

Cieľom dlhodobých skúšok je efektívnym spôsobom zistiť pokles napätia vo výstuži od dlhodobého zaťaženia. V súčasnosti prebieha monitoring, meranie priehybu a pretvorenia horného okraja betónu.



Obr. 6.1 Zaťažovacia zostava pre sledovanie dlhodobých vlastností GFRP výstuže

7 RECYKLOVANÝ BETÓN

V spolupráci s firmou Skanska a.s. a ERC-TECH a.s. sa realizuje experimentálna kampaň, ktorej cieľom je overenie aplikácie recyklovaného kameniva pre konštrukčné betóny s nosnou funkciou. Overenie sa týka recyklovaného betónu vyrobeného nahradením prírodného kameniva recyklátom z betónových a murovaných konštrukcií. Tento ekologický materiál má špecifické vlastnosti, ktoré sú overované v konfrontácii s referenčným obyčajným betónom. Skúmaná je deformačná odozva ako aj celková odolnosť vystužených prierezov v namáhaní na ohyb, šmyk a excentricky pôsobiacu tlakovú silu. Vzorky predstavujú jednoduché prvky bez šmykovej výstuže. Nosníky skúšané na ohyb a šmyk majú priečny rez 100x125 mm s dĺžkou 1,5 m. Excentricky pôsobiaca tlaková sila je skúšaná na hranoloch s priečnym rezom 150x200 mm s dĺžkou 0,5 m. Vzorky sú vyrobené pre dva odlišné stupne vystuženia. V experimentálnej kampani bol posilnený ekologický rozmer pridaním alternatívneho spôsobu vystuženia pomocou kompozitnej GFRP výstuže. Preto celková štúdia zahŕňa výsledky na 96 vystužených betónových prvkoch, ktoré skúšali študenti a doktorandi v laboratóriách Stavebnej fakulty, Slovenskej technickej univerzity v Bratislave.



Obr. 7.1 Porušenie hranolov excentricky pôsobiacou tlakovou silou na tlačenej strane

8 ZÁVERY

Uvedené príklady aplikácie GFRP výstuže v betónových konštrukciách sú dôkazom možnosti náhrady ocelevej výstuže pomocou FRP materiálov. Výskum aj aplikácie v oblasti FRP kompozitov sa po celom svete vyskytujú čoraz vo väčšej miere a zavedením druhej generácie spoločných európskych noriem – Eurokódov pre ich návrh sa FRP kompozity stanú rovnocennou alternatívou klasickej ocelevej výstuže.

Výskum realizovaný na Stavebnej fakulte STU v Bratislave prispieva svojou časťou k rozšíreniu databázy informácií o správaní sa FRP výstuže pri rôznych spôsoboch namáhania betónových prvkov ako aj ich vzájomnom spolupôsobení.

PodĎakovanie

Tento príspevok vynikol s finančnou podporou Agentúry na podporu výskumu a vývoja na základe Zmluvy č. APVV-17-0204 a za podpory Grantovej Agentúry Ministerstva školstva, vedy a športu Slovenskej republiky a Slovenskej akadémie vied číslo VEGA č. 1/0645/20.

Literatúra

- [1] GAJDOŠOVÁ, K. - SONNENSCHNEIN, R. - BLAHO, S.: *Deflection of GFRP-reinforced concrete beams*. In Journal of Composite Materials. Vol. 55, no. 21 (2021), s. 2939-2951. ISSN 0021-9983
- [2] GAJDOŠOVÁ, K. - SONNENSCHNEIN, R. - BLAHO, S. - KINČEKOVÁ, S. - PECKA, J.: *Durability of FRP Reinforcements and Long-Term Properties*. In Slovak Journal of Civil Engineering. Vol. 28, no. 2 (2020), s. 50-55. ISSN 1210-3896
- [3] LÁNIOVÁ, Dagmar - BORZOVIČ, Viktor. *Shear resistance of steel and GFRP reinforced beams*. In Advances and Trends in Engineering Sciences and Technologies III : proceedings of the 3rd International Conference on Engineering Sciences and Technologies (ESaT 2018). Tatranské Matliare, Slovak Republic, 12-14 September 2018. 1. vyd. London : CRC Press, Taylor & Francis Group, 2019, S. 173-178. ISBN 978-0-367-07509-5.

HODNOTENIE AKTUÁLNEJ ÚROVNE PREDPÄTIA V EXISTUJÚCEJ KONŠTRUKCII S VYUŽITÍM KONCEPTU TEÓRIE PODMIENENEJ PRAVDEPODOBNOSTI

Martin Moravčík¹ – Jakub Kral'ovanec²

ABSTRAKT

Hodnotenie spoľahlivosti a zostatkovej životnosti predpätých konštrukcií a mostov, sa hlavne vo svetle niektorých nedávnych mimoriadnych udalostí, stávajú čoraz dôležitejšími. Problematické predpäté mostné konštrukcie prvej generácie sú v prevádzke už viac ako šesťdesiat rokov, a teda znalosť aktuálneho stavu ich predpätia je základným vstupom pre každý statický prepočet. Táto skutočnosť vedie k potrebe overenia rôznych metód, ktoré umožnia určiť aktuálnu hodnotu predpínacej sily. Príspevok nadväzuje na prácu tímu, ktorý sa na KSKM, SvF Žilina už dlhodobo venuje výskumu spoľahlivosti predpätých konštrukcií, a zoberá sa konkrétne analýzou predpätia s využitím nepriamych, analyticko-experimentálnych metód, akou je aj metóda uvoľnenia napätia (Saw-cut Method). Táto metóda bola testovaná na sérii meraní na vopred predpätých železničných podvaloch. Experimentálne výsledky boli komparované s teoretickým výpočtom a následne platnosť výsledkov objektivizovaná využitím konceptu podmienenej pravdepodobnosti – Bayes model.

1 ÚVOD

Vo viacerých európskych krajinách bola značná časť infraštruktúry vybudovaná v povojnovom období. Skúsenosti s havarijnými stavmi niekoľkých mostov z nedávnej minulosti ukazujú, že viaceré mosty, hlavne predpäté, sa blížia k hranici svojej životnosti už po približne 60 rokoch prevádzky. Celkový stav existujúcich mostov odráža nielen úroveň rozvoja spoločnosti, v ktorej boli postavené, ale aj kultúrnu a ekonomickú silu súčasnej generácie, keďže odzrkadľuje starostlivosť o tieto zdedené inžinierske stavby. U týchto mostov má predpätie rozhodujúci vplyv na ich celkovú statickú funkčnosť a spoľahlivosť, ktorá ako sa ukazuje v čase významne klesá. Nie je to len dôsledok reologických vplyvov betónu, ale aj už od počiatku nevhodný stav ochrany kotvenia, ako aj predpínacích jednotiek, ktoré následne korodujú v kombinácii so značným preťažovaním mostov a ich nedostatočnou údržbou [1]. V súčasnosti je k dispozícii niekoľko technicky akceptovateľných metód pre stanovenie aktuálnej úrovne predpätia [1, 2]. Tieto metódy možno rozdeliť do dvoch hlavných skupín – priame a nepriame metódy / techniky. Priame metódy vedú k stanoveniu predpínacej sily priamo z merania pomerných pretvorení alebo napätosti predpínacej jednotky. Aplikácia týchto metód v existujúcich konštrukciách je však veľmi obmedzená presnosťou a technickými možnosťami merania. Preto sa ako najvhodnejšia alternatíva javí aplikácia semi-deštruktívnych nepriamych metód [2]. Nepriame metódy zahŕňajú napríklad metódy založené na systéme uvoľnenia napätia v betónovom prvku, napr. metóda Saw-cut, alebo tzv. metóda odozvy (Structural Response Method) – systém znovuo tvorenia trhliny [2]. Tento príspevok je zameraný na testovanie spoľahlivosti Saw-cut metódy v laboratórnych podmienkach na vopred predpätých prvkoch, aby sa v maximálne možnej miere eliminovali neistoty merania vyplývajú z aplikácie metódy in-situ. Z toho dôvodu bola zvolená séria 3 ks

¹ prof. Ing. PhD., Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: (041) 513 5658, e-mail: martin.moravcik@uniza.sk

² Ing., Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: (041) 513 5666, e-mail: jakub.kralovanec@uniza.sk

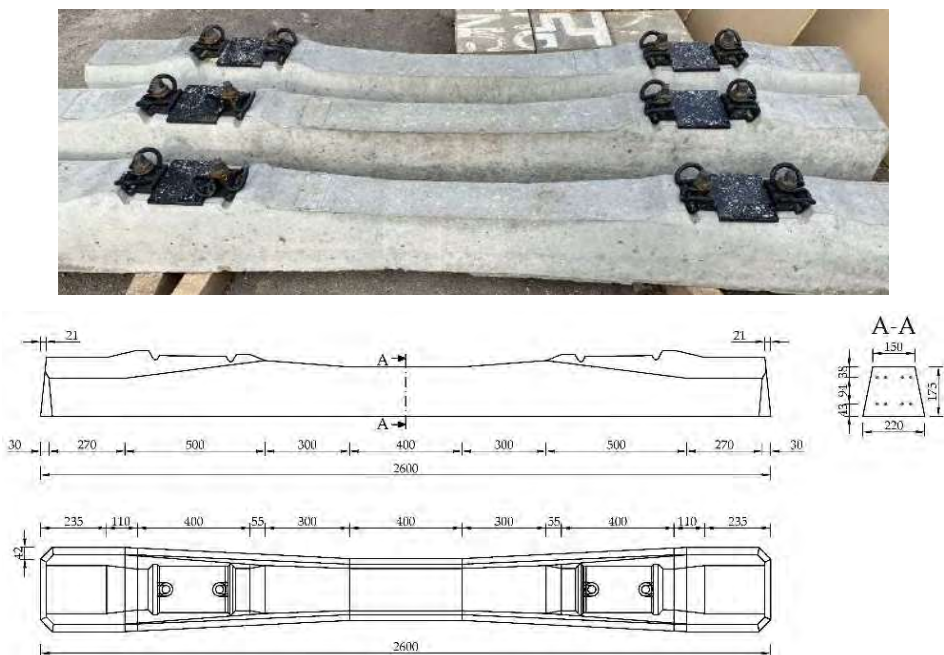
predpätých betónových podvalov typu B70 W-49 G, ktorá bola skúšaná približne po 1 roku od ich výroby, Obr. 1.

2 OPIS EXPERIMENTÁLNYCH MERANÍ

Ako už názov metódy naznačuje iniciácia uvoľnenia normálových napätí bola realizovaná vytvorením priečnych rezov cez podval, na zvolených miestach na priamej ploche v strede podvalov, tak aby vznikli na každom podvale po 2 izolované betónové bloky, na ktorých sa sledovala zmena pomerných pretvorení pomocou nalepených odporových tenzometrov typu HBM LY41-50/120. Vo všeobecnosti je možné, v prípade predpätého prvku bez trhlín, z uvoľnených hodnôt normálového napätia ($\Delta\sigma_{c,i}$) odvodiť veľkosť predpínacej sily v danom čase $P_{m,t} = P_{residual}$ podľa vzťahu,

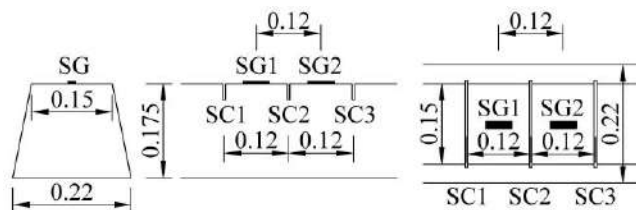
$$P_{residual} = - \frac{\Delta\sigma_{c,i} - \frac{M_G}{I_{yi}} \cdot z_i}{\frac{1}{A_i} + \frac{e_{pi}}{I_{yi}} \cdot z_i} \quad (1)$$

Dva hlavné faktory, ktoré ovplyvňujú veľkosť uvoľneného normálového napätia, sú hĺbka a osová vzdialenosť vykonávaných rezov. V našom prípade boli aplikované rezy postupne až do 30 mm hĺbky. Princíp metódy Saw-cut je znázornený na Obr. 2.



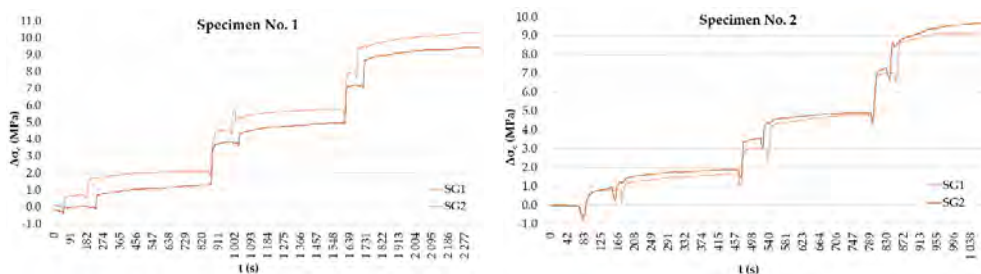
Obr. 1 – Pohľad na sériu skúšaných predpätých podvalov typu B70 W-49 G





Obr. 2 – Rezy na podvaloch

Takto bol získaný v našom prípade súbor 6 meraní, ktorý sa ďalej štatisticky spracovával a vyhodnotil v kombinácii s teoreticky stanovenými, predpokladanými hodnotami na princípe podmienenej pravdepodobnosti a v Bayesovskom koncepte predstavuje tzv. doplnkovú hypotézu (likelihood). Príklad postupného vývoja zmeny pomerných pretvorení na hornej ploche betónu podvalu č. 1, v 2 blokoch dokumentuje Obr. 3.



Obr. 3 – Vývoj zmeny pomerných pretvorení v betóne na 2 blokoch

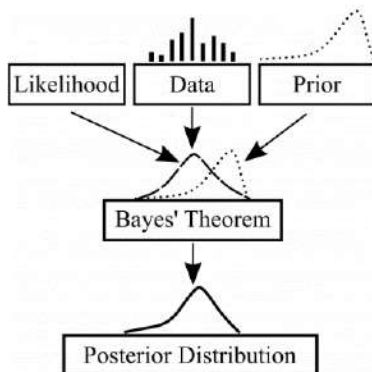
3 APLIKÁCIA PODMIENENEJ PRAVDEPODOBNOTI

Analytické alebo numerické výpočty predpokladanej úrovne predpätia v existujúcej konštrukcii sa považujú vo všeobecnosti za štandardný prístup, (P_{calc}). Vstupné údaje aplikované do procesu učenia predpinacej sily sa získavajú ako výsledky diagnostiky a teda prirodzene majú silne stochastický charakter – apriórna hypotéza, resp. tzv. priórna pravdepodobnosť. Najmä pre materiálové parametre betónu, predpinacej výstuže a samozrejme značného vplyvu reologických procesov v podobe dotvarovania a zmrašťovania betónu, na predpináciu silu v čase. Neistoty v získavaní dát (miesto merania, početnosť a pod.) je možné do veľkej miery eliminovať štatistickým spracovaním získaného súboru. Presnosť však závisí od rozsiahlosti súboru dát. Aby bolo možné relevantne spracovať výsledný náhodný jav (hypotéza), predstavujúci v našom prípade predpináciu silu v čase, je potrebné zvyšné hodnoty dosimulovať, pričom je vhodné využitie niektorej zo simulačných techník, napr. metódu Monte Carlo. Týmto spôsobom boli generované náhodné vektory všetkých vstupných premenných veličín (1000 hodnôt), ktoré definovali vstupné hypotézy pre podmienenú Bayesovskú pravdepodobnosť [4].

$$P(A|B) = \frac{P(A \cap B)}{P(B)} = \frac{P(A) \cdot P(B|A)}{P(B)} \quad (2)$$

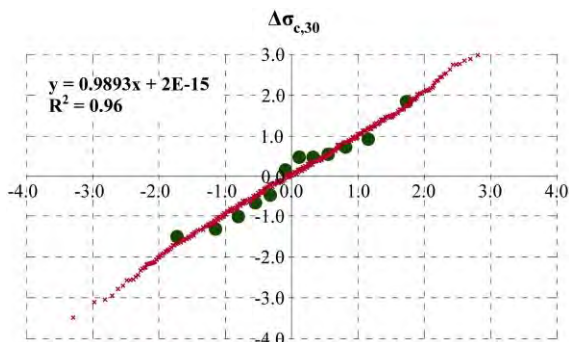
Bayesov princíp – zákon podmienenej pravdepodobnosti je vhodné využiť preto, lebo pri stanovení pravdepodobnosti neznámej veličiny vie komplementovať do systému 2 alebo viacerých závislých javov, resp. hypotéz [4]. Základný princíp je stručne opísaný na príklade dvoch javov (hypotéz) A a B. Podmienená pravdepodobnosť $P(A|B)$ (nazývaná aj posteriórna pravdepodobnosť) javu A vzniká vtedy, ak jav B je pravdivý a nastal s nenulovou pravdepodobnosťou $P(B)$. Graficky je možné proces stanovenia výsledného rozdelenia

posteriórnej pravdepodobnosti spojitej náhodnej premennej (predpínacia sila P_{post}) interpretovať nasledovne,



Obr. 4 – Princíp konceptu posteriórnej pravdepodobnosti

V prípade, že náhodné veličiny majú normálne rozdelenie, čo bolo v našom prípade verifikované testom spoľahlivosti Q-Q-plot pre doplnkovú hypotézu, viď. obr. 5.



Obr. 5 – Test Q-Q-plot pre uvoľneného napätia na úrovni 30 mm hĺbky rezu

Medzinárodná organizácia Joint Committee on Structural Safety (JCSS) v nosnom dokumente [4] odporúča využiť riešenie rovnice vyplývajúcej z princípu (2) v upravenom tvare a funkciu hustoty priórnej pravdepodobnosti vyjadriť v inžiniersky prijateľnej forme pomocou rozdelenia s μ a σ vo forme,

$$f'(\mu, \sigma) = k \cdot \sigma^{-(\delta(n') + v' + 1)} \exp \left\{ -\frac{1}{2\sigma^2} [v' \cdot (s')^2 + n'(\mu - m')^2] \right\} \quad (3)$$

Kde k – normalizačná konštanta, μ stredná hodnota, σ smerodajná odchýlka, $\delta(n') = 0$ pre $n' = 0$, $\delta(n') = 1$ pre $n' > 0$, m' – stredná hodnota súboru, s' – štandardná odchýlka súboru, n veľkosť súboru, $v' = (n - 1)$ – počet stupňov voľnosti. Toto rozdelenie pravdepodobnosti spojitej náhodnej veličiny je potom transformované podľa [3, 4] do posteriórnej pravdepodobnosti $f''(\mu, \sigma)$ za pomoci konjugácie doplnkovej hypotézy.

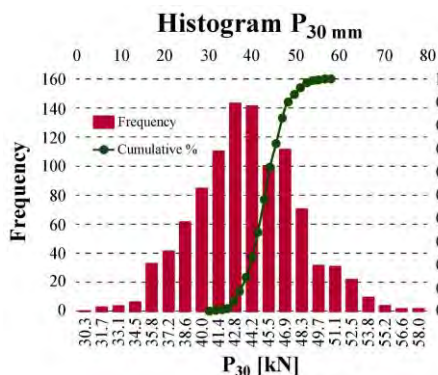
4 VYHODNOTENIE BAYES KONCEPTU

Vykonaná bola analýza na viacerých úrovniach rezov, avšak vzhľadom k rozsahu článku uvádzame len stanovenie rozdelenia náhodného vektora aktuálnej predpínacej sily, pre rezy s uvoľneným napätím na úrovni hĺbky 30 mm, $P_{\text{residual}} = P_{,30} = \{P(30 \text{ mm})\}$. Tieto údaje sú ďalej na Obr. 6 dokumentované funkciami rozdelenia pravdepodobnosti vo forme PDF (distribučná

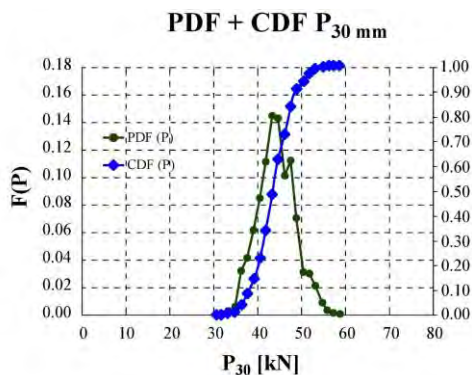
funkcia hustoty pravdepodobnosti) a CDF (kumulatívna distribučná funkcia). V Tabuľke 1 sú prehľadne uvedené všetky hodnoty uvoľnených napätí v jednotlivých rezoch.

Tab. 1 – Hodnoty uvoľnených napätí podľa miesta a hĺbky rezu

Vzorka	SG1			SG2		
	$\Delta\sigma_{c,i}$ [MPa]			$\Delta\sigma_{c,i}$ [MPa]		
	$\Delta\sigma_{c,10}$	$\Delta\sigma_{c,20}$	$\Delta\sigma_{c,30}$	$\Delta\sigma_{c,10}$	$\Delta\sigma_{c,20}$	$\Delta\sigma_{c,30}$
1	2,14	5,78	10,32	1,31	4,92	9,44
2	1,56	4,80	9,16	1,90	4,89	9,68
3	1,48	4,11	8,02	1,49	4,24	8,16
4	1,37	4,72	9,38	1,50	4,74	9,28
5	1,31	4,39	8,37	1,22	4,45	9,55
6	1,42	4,74	8,73	1,21	4,26	8,60



a)

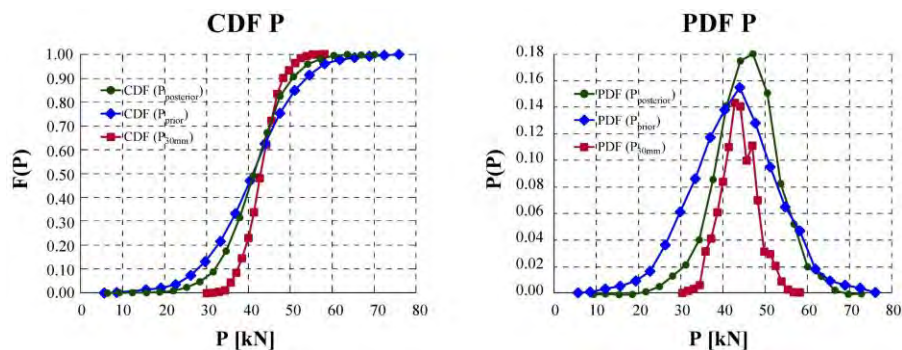


b)

Obr. 6 – a) Histogram predpínacej sily pre $\Delta\sigma_{c,30}$;

b) Funkcie PDF a CDF pre $\Delta\sigma_{c,30}$

Prediktívny súbor údajov analyticky vypočítanej predpínacej sily $\{P_{calc}\}$ bol vyššie prezentovaný ako (priórna hypotéza) s funkciou rozdelenia náhodnej premennej $f(\mu, \sigma)$ podľa rovnice (3). Náhodný vektor $P_{residual} = \{P(30 \text{ mm})\}$ odvodený zo zmeny normálového napätia zodpovedajúci zvolenej hĺbke rezu bol aplikovaný v Bayesovskom modeli ako doplnková podmienujúca hypotéza. Takáto funkcia založená na súbore nameraných údajov z rezovej metódy špecifikuje a aktualizuje výpočtovú predikciu. Výsledná distribučná funkcia predpínacej sily $\{P_{post} = P\}$, je uvedená ako posteriórna pravdepodobnostná funkcia s rozdelením $f(\mu, \sigma)$. Konjugáciu oboch funkcií je možné vykonať pomocou simulačných techník, napr. simulácie MC a výsledok možno graficky interpretovať vo funkciách rozdelenia pravdepodobnosti PDF a CDF - pre predpínaciu silu $\{P_{post}\}$, obr. 7.



Obr. 7 – a) Funkcie rozdelenia CDF pri $\Delta\sigma_{c,30}$;

b) Funkcie rozdelenia PDF pri, $\Delta\sigma_{c,30}$

5 ZÁVERY

Rozhodujúcim faktorom pri posudzovaní existujúcich predpätých betónových konštrukcií je stanovenie hodnoty predpínacej sily v danom čase. Objektívne určenie tejto hodnoty je vo všeobecnosti veľmi náročná úloha a vyžaduje si často len experimentálno-teoretický prístup. V prezentovanej štúdii boli zvolené ako testovacie telesá 3 ks vopred predpätých podvalov, s jasne definovanou hladinou predpätia, v prakticky dokonalom technickom stave, rok po výrobe, uložené v stabilných podmienkach skladu. Úroveň predpínacej sily v čase bola stanovená štandardným výpočtom podľa EC2 s uvažovaním príslušných strát predpätia a jej stredná hodnota bola, $P_{m,t} = 40,96$ kN. Simuláciou MC sa získal vektor náhodnej premennej s normálnou distribúciou, $\{P_{calc}\}$. V tomto článku je uvedená doplnková hypotéza na základe experimentálnej rezovej metódy pre 30 mm hlboký rez, $\{P(30mm)\}$. Následne Bayesovský koncept podmienenej pravdepodobnosti umožnil získať „najpravdepodobnejšiu“ hodnotu sledovanej náhodnej veličiny, $\{P_{post}\}$. V našom prípade je stredná hodnota posteriórneho rozdelenia, $P_{post} = 41,34$ kN. V tomto prípade obe funkcie vykazujú takmer zhodu, Obr. 7. Avšak, ak by tvar, distribúcia a posun na osi X u prediktívnej funkcie a funkcie doplnkovej hypotézy boli vzdialené, funkcia rozdelenia posteriórnej pravdepodobnosti by bola významne rozdielna. Predpätie je kľúčovou informáciou pri určovaní únosnosti existujúcich predpätých betónových konštrukcií. Aplikácia Bayesovského modelu štatistického hodnotenia dokáže nepochybne veľmi objektívizovať tak silne stochastický jav, akým je stanovenie hodnoty aktuálnej úrovne predpätia v čase.

PodĎakovanie

Tento príspevok vznikol za podpory projektov VEGA: 1/0306/21 a 1/0048/22 a projektu KEGA: 020ŽU-4/2021.

Literatúra

- [1] Moravčík, M. – Bujňáková, P. – Bahleda, F.: *Failure and damage of a first-generation precast prestressed bridge in Slovakia*. Structural Concrete 2020, 21, 2353–2362, doi:10.1002/suco.201900526.
- [2] Bagge, N. – Nilimaa, J. – Elfgren, L.: *In-situ Methods to Determine Residual Prestress Forces in Concrete Bridges*. Engineering Structures; 2017.
- [3] Botte, W. – Vereecken, E. – Taerwe, L. – Caspele, R.: *Assessment of posttensioned concrete beams from the 1940s: Large-scale load testing, numerical analysis and Bayesian assessment of prestressing losses*. Structural Concrete 2021, 22(5)
- [4] JCSS: *Probabilistic Model Code*, Retrieved from: <https://www.jcss-lc.org/jcss-probabilistic-model-code>. 2001

EXPERIMENTÁLNY VÝSKUM PÔSOBNIA ŽELEZOBETÓNOVÝCH DOSIEK ZAŤAŽENÝCH KONCENTROVANÝM ZAŤAŽENÍM NA STAVEBNEJ FAKULTE STU V BRATISLAVE 2018-2021

*Viktor Borzovič¹ – Jaroslav Halvonik² – Katarína Gajdošová³ – Simona
Šarvaicová⁴ – Ľudmila Kormošová⁵ – Mária Bolešová⁶ – Aleksandar Vidaković⁷*

ABSTRAKT

Cieľom príspevku je predstaviť rozsiahly experimentálny program, ktorý prebiehal na Stavebnej fakulte STU v Bratislave v období rokov 2018 až 2021 a bol zameraný na pôsobenie železobetónových dosiek namáhaných koncentrovaným zaťažením. Výskum sa sústredil do štyroch oblastí. Prvú predstavovali železobetónové dosky lokálne podopreté obdĺžnikovými stĺpmi s rôznym pomerom prierezu $h/b = 1,0; 3,0$ a $6,0$ a dosky zaťažované nesymetricky vzhľadom na ortogonálne osi stĺpa. Druhú oblasť predstavovali dosky oslabené otvormi v blízkosti stenového stĺpa, ktorých poloha sa menila vzhľadom na ich podopretie. Tretia oblasť sa zamerala na odolnosť dosiek zosilnených proti pretlačeniu pomocou dodatočne osadených svorníkov pri troch rôznych hladinách namáhania, ktoré boli 0% , 50% a $75\% V_{Rd,c}$ a štvrtá oblasť zahŕňala skúšky mostovkových dosiek zaťažených koncentrovaným zaťažením až do porušenia.

1 ÚVOD

Katedra betónových konštrukcií a mostov sa dlhodobo venuje problematike jednosmerného a dvojsmerného šmyku. Jednosmerný šmyk je namáhanie typické pre lineárne nosné prvky ako sú nosníky a dosky nosné v jednom smere. Dvojsmerný šmyk sa týka namáhania v okolí pôsobenia koncentrovaného zaťaženia a je typické najmä pre lokálne podopreté dosky s charakteristickým zlyhaním, ktoré voláme pretlačenie. Okrem toho existujú nosné prvky, pri ktorých sa môžeme stretnúť s istou kombináciou jedno a dvojsmerného šmyku, ako napr. mostovkové dosky zaťažené v priečnom smere kolosovými tlakmi.

V tomto príspevku sú predstavené tri experimentálne programy zamerané na problematiku pretlačenia a jeden na porušenie konzolových dosiek koncentrovaným zaťažením. Prvý a druhý experimentálny program sa venujú vyšetrovaniu pôsobenia lokálne podopretých dosiek pri špecifických podmienkach, ktoré spôsobujú zvyšovanie koncentrácie šmykového namáhania v oblasti styku stĺp-doska ako sú podopretie stenovým

¹ doc. Ing. PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: (02)59274-542, e-mail: viktor.borzovic@stuba.sk

² prof. Ing. PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: (02)59274-555, e-mail: jaroslav.halvonik@stuba.sk

³ doc. Ing. PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: (02)59274-382, e-mail: katarina.gajdosova@stuba.sk

⁴ Ing. Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: (02)59274-544, e-mail: simona.sarvaicova@stuba.sk

⁵ Ing. Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: (02)59274-544, e-mail: ludmila.kormosova@stuba.sk

⁶ Ing. Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: (02)59274-505, e-mail: maria.bolesova@stuba.sk

⁷ Ing. Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: (02)59274-386, e-mail: aleksandar.vidakovic@stuba.sk

stĺpom, rôzna intenzita zaťaženia v dvoch navzájom ortogonálnych smeroch, alebo prítomnosť otvorov v blízkosti stĺpov. Tretí program je zameraný na zvyšovanie odolnosti proti pretlačeniu dodatočne vloženými oceľovými svorníkmi, pri zohľadnení reálnych podmienok, keď je doska počas zosilňovania namáhaná stálym zaťažením. Cieľom programu je zistiť ako pôsobiace zaťaženie ovplyvňuje odolnosť dosky proti pretlačeniu ak zosilnenie prebehlo pri hladine namáhania 0%, 50% a 75% odolnosti dosky proti pretlačeniu bez šmykovej výstuže. Štvrtý experimentálny program je zameraný na vyšetrovanie najmä vplyvu šmykovej štihlosti na odolnosť pri pôsobení koncentrovaného zaťaženia, ktoré simuluje kolesové tlaky na mostovkových doskách.

2 ODOĽNOSŤ PROTI PRETLAČENIU DOSIEK PODOPRETÝCH STENOVÝMI STĽPMI A DOSIEK S RÔZNYM ZAŤAŽENÍM VZHLADOM NA OS PODOPRETIA

Pretlačenie stropných dosiek je ovplyvnené priebehom šmykového namáhania v oblasti lokálnej podpory. Šmykový tok pre stĺpy s kruhovým alebo štvorcovým prierezom je charakterizovaný rovnomerným rozložením šmykových síl. Naopak šmykové namáhanie v prípade stĺpov s výrazne odlišným pomerom strán sa sústreďuje v oblasti rohov stĺpa, a preto je potrebné pri návrhu dĺžku kontrolného obvodu redukovať. Redukcia spočíva v skrátení dĺžky kontrolného obvodu na vzdialenosť $1,5d$ od rohov podpory. Preto aj šmyková odolnosť dosiek podperých obdĺžnikovým stĺpom je menšia ako šmyková odolnosť dosiek podperých štvorcovým stĺpom s približne rovnakou plochou priečneho rezu stĺpovej podpory.

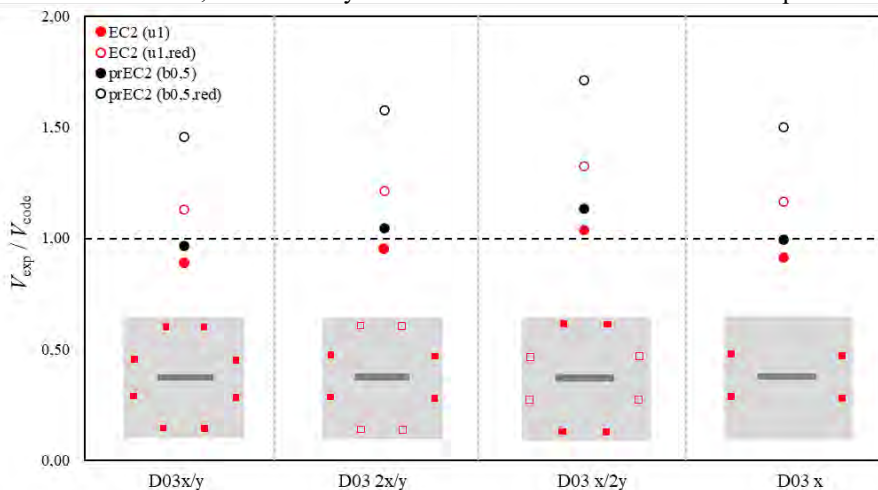


Obr.2.1 Skúšobná zostava, doska D03 (x/y) po porušení

Preto hlavným cieľom tohto experimentálneho programu je overenie šmykovej odolnosti dosiek podperých stĺpmi s rôznym pomerom strán h/b a následná kontrola spoľahlivosti vybraných návrhových modelov. Taktiež sa pri vzorke podpretej stĺpom s najväčším

pomerom $h/b = 6$ skúmal vplyv rôzneho spôsobu zaťaženia na veľkosť šmykovej odolnosti vzorky.

Súbor ôsmich vzoriek tohto experimentálneho programu predstavujú fragmenty dosky s pôdorysnými rozmermi 2,5 x 2,5 m a s hrúbkou 0,2 m. Tieto rozmery vychádzajú z podmienok laboratória a možnosti usporiadania zostavy. Na zistenie materiálových vlastností boli v čase konania experimentov odskúšané vzorky použitého betónu. Všetky dosky boli rovnako vystužené viazanou oceľovou výstužou s $\phi 16/100$ v oboch smeroch pri hornom povrchu, pričom sa dosiahol stupeň vystuženia $\rho_1 = 1,23\%$. Vzorky neboli vystužené šmykovou výstužou. Účinná výška d bola 164 mm. Spodný povrch dosky bol vystužený výstužou s $\phi 10/200$ mm. Fragment stĺpa bol vystužený oceľovými prútmi s priemerom $\phi = 12$ mm, rozmiestnenými rovnomerne okolo celého obvodu stĺpa.



Obr.2.2 Pomer V_{exp}/V_{code} pre vzorku D03 v závislosti od spôsobu zaťaženia

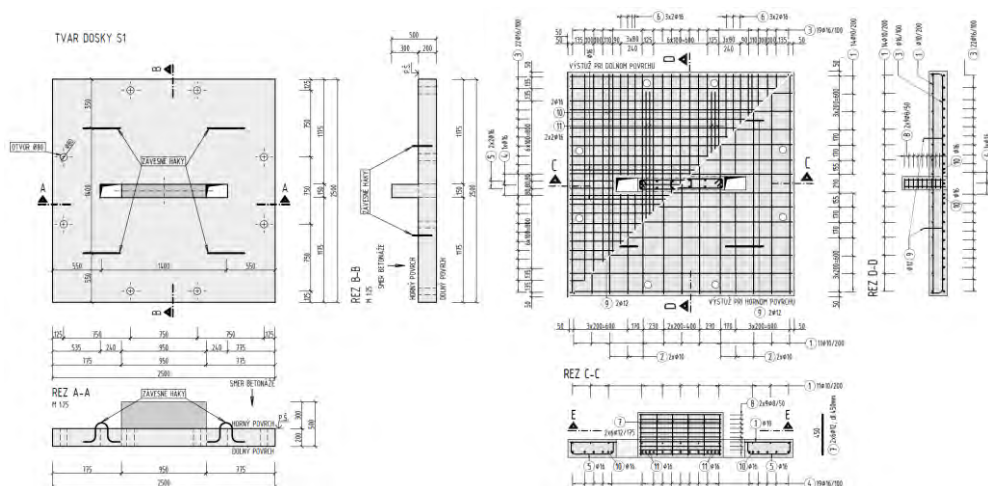
V rámci druhej série experimentov bol skúmaný vplyv rôzneho spôsobu zaťaženia na šmykovú odolnosť dosky podopretej stĺpom s rozmermi 0,15 m x 0,95m. Okrem rovnomerného spôsobu zaťaženia po obvod dosky boli ďalšie vzorky zaťažované prevládajúcim zaťažením zo smeru x ($2x/y$ – dve tretiny z celkového zaťaženia), zo smeru y ($x/2y$) a nakoniec celkovým zaťažením len zo smeru x. Na Obr. 2.2 možno vidieť porovnanie pomeru výsledkov experimentálne získaných odolností V_{exp} k aktuálne platnému modelu EC2 a k pripravovanej novej forme prEC2 (2021). V oboch prípadoch sú výsledky uvedené s uvažovaním plnej aj redukovanej dĺžky kontrolného obvodu. Z uvedeného grafu vyplýva, že najlepšiu zhodu s experimentami preukazuje pripravovaná nová forma návrhového modelu prEC2 s uvažovaním plného kontrolného obvodu, kde sa pomer V_{exp} / V_{code} pohybuje v rozmedzí 0,97 až 1,13. Potreba redukcie dĺžky kontrolného obvodu na vzdialenosť $1,5d$ od rohov podpory sa výrazne nepreukázala ani v jednom z prezentovaných experimentov, respektíve tieto výsledky ukazujú vysokú spoľahlivosť a to 1,13 až 1,71.

3 VPLYV OTVOROV V BLÍZKOSTI STENOVÝCH STĽPOV NA ODOLNOSŤ PROTI PRETLÁČENIU

Prítomnosť otvorov v blízkosti lokálnej podpory, kde je koncentrované veľké šmykové napätie, oslabuje dosku a znižuje množstvo betónu, ktorý je schopný odolávať šmykovému napätiu. Na ich zohľadnenie pri výpočte je preto dôležitá ich veľkosť a poloha vzhľadom na geometriu stĺpa a ich vzdialenosť od stĺpa. V normových postupoch sa na zohľadnenie otvorov pri výpočte pretlačenia zaužívala metóda skrátenia kontrolného

obvodu o časť dosky, ktorú otvory oslabujú. Postupy sa však navzájom líšia v zohľadnení vzdialenosti vplyvu otvoru v blízkosti stĺpa a v spôsobe skrátenia kontrolného obvodu. Otvory výrazne ovplyvňujú šmykovú odolnosť lokálne podopretých dosiek, preto je dôležité podrobne preskúmať ich vplyv a stanoviť spoľahlivý a vhodný spôsob, ako ich zohľadniť pri výpočte. Výskumov, ktoré sa zaoberajú prítomnosťou otvorov v bezprievlakových doskách je v porovnaní s doskami bez otvorov stále pomerne málo a sú zamerané hlavne na stropné dosky podopreté na stĺpoch štvorcového prierezu. Vyšetrenie vplyvu otvorov pri stĺpoch s výrazne obdĺžnikovým prierezom a optimalizácia výpočtových postupov je preto veľmi aktuálna téma.

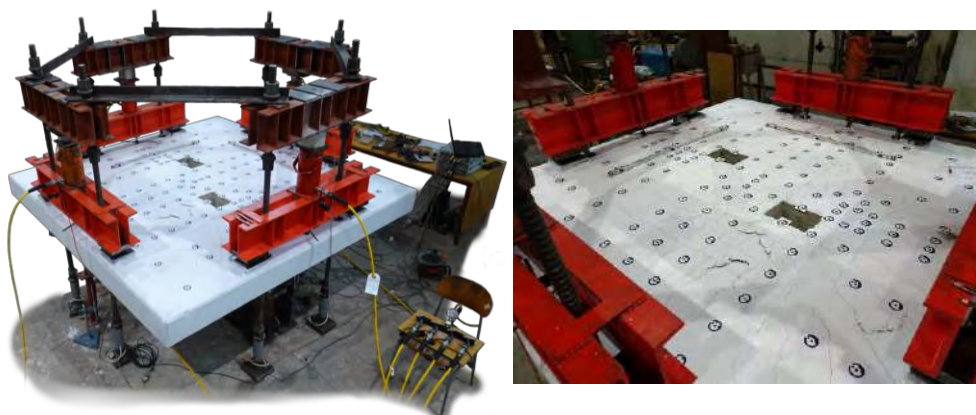
Experimentálny program obsahuje sériu 6-tich vzoriek, pričom vzorka S0 je referenčná vzorka bez otvorov a ďalších päť vzoriek (S1, S2, S3-1, S3-2, S4) obsahuje dvojicu symetricky umiestnených otvorov s rozmermi 240 x 150 mm. Vzorky majú pôdorysné rozmery 2,5 x 2,5 m a sú podopreté fragmentom obdĺžnikového stĺpa s rozmermi prierezu 950 x 150 mm, čo predstavuje pomer $h/d = 6$. Hrúbka dosky 200 mm bola navrhnutá tak, aby sa približovala k reálnym hrúbkam lokálne podopretých stropných dosiek. Stupeň vystuženia ohybovou výstužou vo všetkých vzorkách je navrhnutý približne na ~1.3%, pričom bol dosiahnutý použitím výstuže priemeru $\phi 16/100$ pri hornom povrchu. Pri spodnom povrchu je uvažovaná výstuž $\phi 10/200$. Podrobná schéma vystuženia vzorky S1 je uvedená na obr. 3.1.



Obr.3.1 Tvar a schéma vystuženia experimentálnej dosky S1

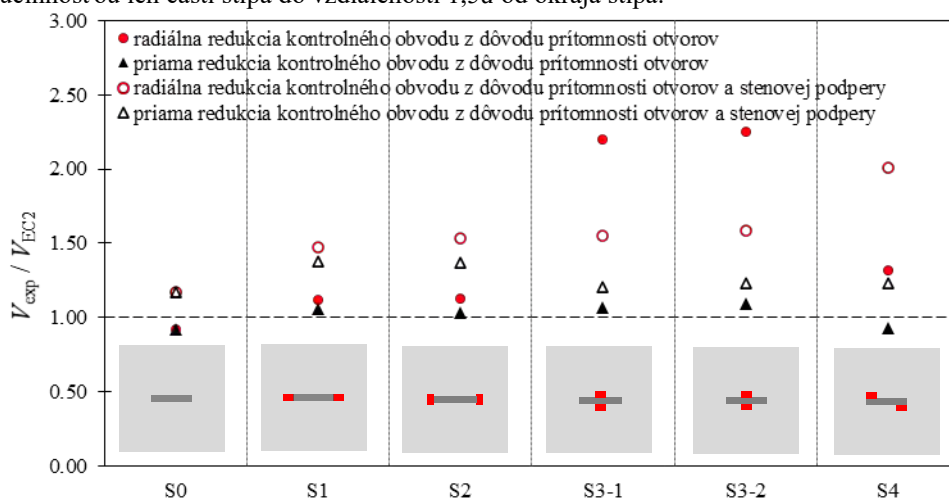
Experimenty prebiehali zaťažovaním zhora na dol pomocou štyroch hydraulických lisov. Zaťaženie sa vnášalo prostredníctvom oceľových kalôt, slúžiacich ako klbová podpera, do dosky rovnomerne v 8 bodoch. Sila v jednotlivých zaťažovacích krokoch bola zaznamenávaná pomocou 4 silomerov (obr. 3.2).

V rámci série vzoriek sa bude skúmať vplyv polohy otvorov voči kratšej a dlhšej strane obdĺžnikovej podpery. Cieľom experimentálneho programu je aj overenie bezpečnosti a hospodárnosti zohľadnenia otvorov vo výpočtových modeloch, ako aj prípadný návrh zohľadnenia otvorov vzhľadom na ich polohu pozdĺž obvodu podpery / základného kontrolného obvodu.



Obr.3.2 Skúšobná zostava vľavo a doska S4 po porušení vpravo

Experimentálne namerané odolnosti v pretlačení získané z výsledkov experimentálnych skúšok V_{exp} sa porovnali s vypočítanými odolnosťami získanými z používaných modelov na predikciu šmykovej odolnosti proti pretlačeniu. Na obr. 3.3 je znázornený pomer V_{exp}/V_{EC2} , kde V_{EC2} je vypočítaná na základe vzťahov pre súčasne používaný model EC2. V modeli EC2 sa prítomnosť otvorov zohľadňuje radiálnou redukciou dĺžky kontrolného obvodu u_1 . Alternatívne riešenie redukcie u_1 zahrnuté v grafe na obr. 3.3 vychádza z priamej metódy (rovnobežné čiary s okrajmi otvorov). Vplyv podopretia výrazne obdĺžnikovým (stenovým) stĺpom možno zohľadniť skrátením dĺžky kontrolného obvodu, kde sa predpokladá s účinnosťou len časti stĺpa do vzdialenosti $1,5d$ od okraja stĺpa.



Obr.3.3 Závislosť medzi V_{exp}/V_{EC2}

Za bezpečný môžeme považovať model, ak $V_{exp}/V_{EC2} \geq 1,0$. Zároveň za hospodárny návrh môžeme považovať model, ktorého výsledky sú konzistentné pri väčšine rôznych polôh a orientácie otvorov a zároveň pomer $V_{exp}/V_{EC2} \rightarrow 1,0$. Súčasne používaný model EC2, ktorý odporúča skrátenie u_1 radiálnou metódou a zároveň zohľadňuje vplyv výrazne obdĺžnikového stĺpa sa javí ako najviac konzervatívny a najmenej konzistentný. Najpresnejšie výsledky získané výpočtom z modelu EC2 v porovnaní s experimentálnym programom boli dosiahnuté použitím priamej metódy na redukciu dĺžky kontrolného obvodu z dôsledku prítomnosti otvorov v blízkosti podpery.

4 VPLYV HISTÓRIE ZAŤAŽOVANIA NA ODOLNOSŤ PROTI PRETLAČENIU DOSIEK ZOSILNENÝCH DODATOČNE VLOŽENOU ŠMYKOVOU VÝSTUŽOU

V poslednom desaťročí sa čoraz viac stretávame v praxi s lokálne podopretými stropnými konštrukciami, ktoré nemajú dostatočnú odolnosť, pretože neboli správne navrhnuté alebo sa mení vlastník objektu, má v úmysle zmeniť jeho využitie a to je často spojené s potrebou zvýšenia najmä šmykovej kapacity týchto typov konštrukcií. V predchádzajúcich obdobiach bol na Katedre betónových konštrukcií a mostov realizovaný experimentálny výskum zameraný na účinnosť jednotlivých typov dodatočne vlozenej šmykovej výstuže na zosilnenie lokálnych podopretých dosiek. Za ostatné dva roky sme na tento výskum nadviazali a pridali zosilňovaným prvkom históriu zaťažovania.

Táto časť experimentálneho výskumu bola realizovaná celkom na siedmich fragmentoch lokálne podopretej stropnej dosky s rozmermi 2,5m x 2,5m a hrúbkou 250 mm. Hrúbka bola zvolená na základe potreby účinnej výšky minimálne 200 mm, aby sa dosiahlo čo najefektívnejšie využitie následne inštalovanej šmykovej výstuže. Podopretie dosky bolo simulované oceľovou platňou kruhového prierezu s priemerom 250 mm. Každá vzorka bola zhotovená z betónu priemernej valcovej pevnosti v tlaku 30 MPa a vystužená výstužou s priemernou medzou klzu 500 MPa a stupňom vystuženia 1,57% pri ťahanom okraji prierezu. Dodatočne vloženú šmykovú výstuž reprezentovali svorníky pozostávajúce zo závitových tyčí priemeru 12 mm a 10 mm z triedy ocele 8.8 a 4.8. pripevnené boli pomocou matíc a dvoch podložiek na oboch stranách prierezu.

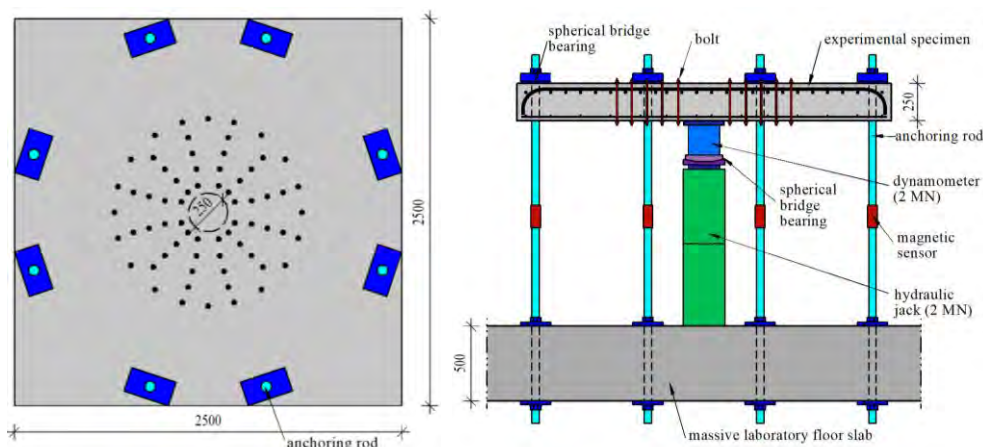
Tab. 4.1 Materiálové charakteristiky šmykovej výstuže

Typ šmykovej výstuže	Trieda ocele	Vonkajší priemer, d	Vnútorý priemer	Ťahová pevnosť, R_m
		mm	mm	MPa
M10	4.8	9.968	8.128	500
M12	8.8	11.966	9.602	800

Z celkového počtu sedem, bolo v prvej sérii experimentálne testovaných 5 dosiek a v druhej sérii na potvrdenie výsledkov 2 dosky. Spôsob zaťažovania a úroveň zosilňovania sú v tabuľke 4.2. Rozmiestnenie šmykovej výstuže a zaťažovacia zostava sú na obr. 4.1.

Tab. 4.2 Označenie vzoriek, spôsob zaťažovania a úroveň zosilnenia

Označenie vzorky	Šmyková výstuž	Zaťaženie bez zosilnenia	Úroveň zaťaženia pri zosilňovaní	Spôsob porušenia
FS-01	-	do porušenia = $V_{Rm,c}$	nezosilnená	šmyková odolnosť bez šmykovej výstuže $V_{Rm,c}$ - referenčná vzorka
FS-02	M12 (8.8) – 12ks v 5 radoch	0% $V_{Rm,c}$	zosilnená pred zaťažovaním	kombinácia ohybového porušenia a následnej trhliny za šmykovou výstužou u_{out}
FS-03	M10 (4.8) – 12ks v 5 radoch	0% $V_{Rm,c}$	zosilnená pred zaťažovaním	porušenie šmykovej výstuže
FS-04	M10 (4.8) – 12ks v 5 radoch	50% $V_{Rm,c}$	50% $V_{Rm,c}$	porušenie šmykovej výstuže
FS-05	M10 (4.8) – 12ks v 5 radoch	75% $V_{Rm,c}$	50% $V_{Rm,c}$	porušenie šmykovej výstuže
FS-06	M10 (4.8) – 12ks v 5 radoch	75% $V_{Rm,c}$	50% $V_{Rm,c}$	porušenie šmykovej výstuže
FS-07	M10 (4.8) – 12ks v 5 radoch	50% $V_{Rm,c}$	50% $V_{Rm,c}$	porušenie šmykovej výstuže

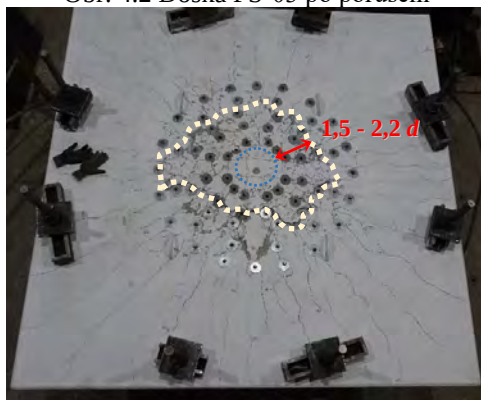


Obr. 4.1 Schéma skúšobnej zostavy

Na základe výsledkov experimentálneho overenia bol preukázaný vplyv histórie zaťažovania na výslednú odolnosť lokálne podpretých dosiek zosilňovaných dodatočne vloženou šmykovou výstužou vo forme svorníkov. Čím vyššia bola úroveň pôvodného zaťaženia dosiek pred zosilnením, tým nižšia bola výsledná šmyková kapacita týchto dosiek. Dosky FS-03 až FS-07 sa porušili dosiahnutím ťahovej pevnosti šmykovej výstuže tak, ako bolo predpokladané. Pri doske FS-02 nebolo možné dosiahnuť porušenie šmykovej výstuže, keďže išlo o závitové tyče vysokej pevnosti. Z toho plynie jednoznačný záver a odporúčanie pre ďalšie praktické aplikácie tohto spôsobu zosilňovania, že efektívnosť zosilnenia použitím tohto typu šmykovej výstuže bude v konečnom dôsledku limitovaná ohybovou kapacitou zosilňovaného prvku.



Obr. 4.2 Doska FS-03 po porušení

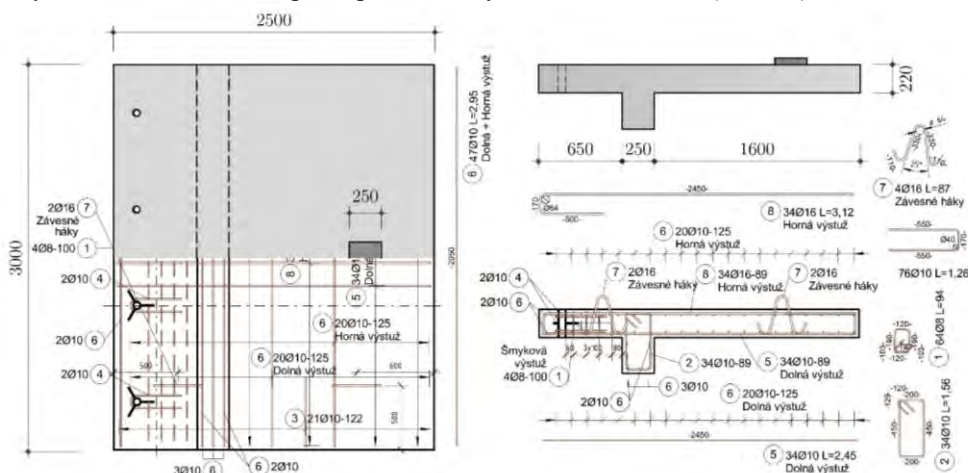


Obr. 4.3 Tvar kontrolného obvodu po porušení

5 ŠMYKOVÁ ODOLNOSŤ MOSTOVKOVÝCH DOSIEK ZAŤAŽENÝCH KONCENTROVANÝM ZAŤAŽENÍM

Z hľadiska spoľahlivosti pri navrhovaní betónových mostov zohráva dôležitú úlohu návrh mostkovových dosiek v priečnom smere. Jedná sa o prvky mostnej konštrukcie, ktoré sú priamo vystavené dopravnému zaťaženiu. Toto zaťaženie tvoria najmä kolesové tlaky náprav ťažkých nákladných vozidiel. Kolesové tlaky predstavujú koncentrované zaťaženie pôsobiace na malej oblasti s veľkými intenzitami a preto vytvárajú lokálne veľké účinky. V súčasnej odbornej praxi nie je univerzálny výpočtový model na stanovenie roznosu koncentrovaného zaťaženia v železobetónových doskách pre šmykové posúdenie.

Cieľom experimentálneho programu bolo overiť šmykovú odolnosť konzolových spojitých podopretých žb. dosiek zaťažených koncentrovaným zaťažením. Ako základná premenná bola vybratá šmyková štiňlosť, ktorá je definovaná ako pomer a_v/d , kde a_v je vzdialenosť vnútorného okraja zaťažovanej plochy od líca podpory (šmykové rozpätie) a d je účinná výška dosky. Získané výsledky umožňujú nájsť kritickú vzdialenosť koncentrovaného zaťaženia od líca podpory a vhodný návrhový model. Je to vzdialenosť, kde sa už neprejavuje na jednej strane klenbové pôsobenie a na druhej strane je roznos zaťaženia obmedzený vzdialenosťou bremena od podpory. Pre účely experimentu bolo celkom vyrobených 6 konzolových dosiek, pozri obr. 5.1, pričom po jednej boli skúšané dosky so šmykovou štiňlosťou 2, resp. 4 a po dve dosky so štiňlosťou 3 a 5 (obr. 5.2).

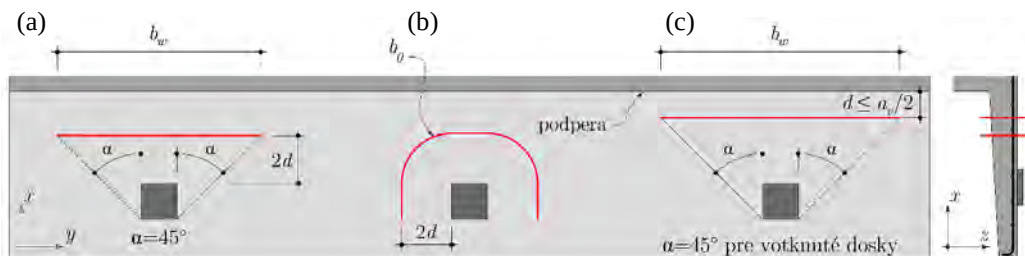


Obr.5.1 Tvar a schéma vystuženia experimentálnej dosky



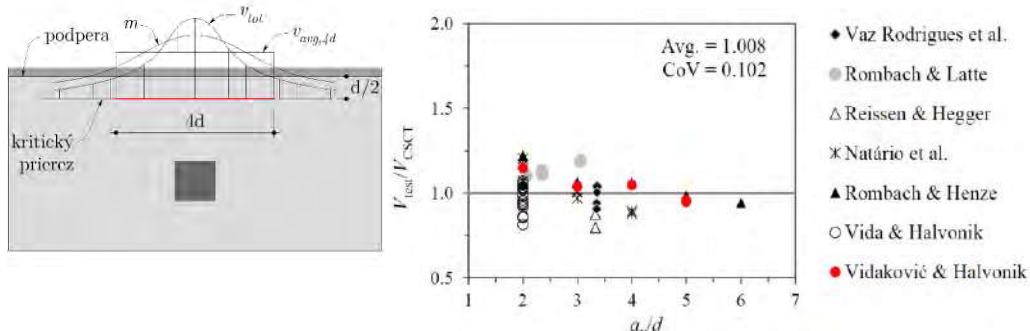
Obr.5.2 Test mostkovkovej dosky so šmykovou štiňlosťou 5 počas skúšky a po porušení

S použitím výsledkov meraní získaných v rámci experimentálneho programu a výsledkov skúšok v zahraničí boli overované návrhové modely na predikciu šmykovej odolnosti podľa EC2, Model Codu 2010 a modelu kritickej šmykovej trhliny CSCT v spojení s metódou, ktorú vyvinul Natário et al. (2014). Roznos zaťaženia v jednotlivých modeloch bol uvažovaný podľa obr. 5.3 a obr. 5.4.



Obr. 5.3 Stanovenie kritického prierezu podľa: (a) EC2 s roznosom (b) EC2 pretlačenie; a (c) Model Code 2010 s roznosom

Vyhodnotenie jednotlivých modelov z hľadiska presnosti a spoľahlivosti sa robilo s použitím pomerov $V_{\text{test}}/V_{\text{model}}$, ktoré sa štatisticky vyhodnocovali s predpokladom normálneho rozdelenia. Modelovú presnosť vyjadruje hodnota súčiniteľa variácie CoV, čím nižšia hodnota tým presnejší model, a spoľahlivosť pomocou 5% kvantilu, ktorý predstavuje v teórii medzných stavov nominálnu alebo charakteristickú hodnotu materiálovej vlastnosti. Jeho cieľová hodnota je jedna (1,0).



Obr. 5.4 Vyhodnotenie modelovej presnosti a spoľahlivosti podľa Natária.

Model roznosu zaťaženia v šmyku podľa obr. 5.3a v spojení s modelom EC2 na predikciu šmykovej odolnosti dáva veľmi dobré výsledky nakoľko $\text{CoV} = 0,111$, priemerná hodnota pomerov šmykovej odolnosti dosiahla hodnotu 1,11 a 5% kvantil 0,91. Ešte presnejší je model je podľa Natária s $\text{CoV} = 0,102$ a priemerná hodnota dosiahla hodnotu 1,008.

Z pohľadu navrhovania podľa súčasnej platnej normy STN EN1992-1-1 a STN EN1992-2 odporúčame projektantom pri overovaní šmykovej odolnosti mostovkových dosiek bez šmykovej výstuže používať roznos podľa obr.5.3a a v spojení s modelom na predikciu šmykovej odolnosti podľa EC2. Za prvú kritickú pozíciu koncentrovaného zaťaženia možno uvažovať vo vzdialenosti $2d$ čela zaťažovanej plochy od líca podpory. V prípade premennej hrúbky dosky je potrebné urobiť overenie vo viacerých polohách zaťaženia $\geq 2d$, pričom účinná výška dosky d , ktorá vstupuje do výpočtu, sa môže uvažovať vo vzdialenosti $2d$ od čela zaťažovanej plochy.

6 ZÁVERY

V príspevku sú predstavené štyri experimentálne programy zamerané na pôsobenie doskových konštrukcií namáhaných koncentrovaným zaťažením, ktoré uskutočnili pracovníci a študenti doktorandského štúdia Katedry betónových konštrukcií a mostov v období rokov 2018 až 2021. Celkom 17 izolovaných lokálne podopretých dosiek s hrúbkou 200 mm a 250 mm a 6 konzolových dosiek s hrúbkou 220 mm bolo skúšaných do porušenia a získane výsledky boli ďalej podrobené výskumu a analýzam. V príspevku sú uvedené aj niektoré čiastkové výsledky výskumu avšak podrobnejšie výstupy a závery budú publikované v najbližšom období.

PodĎakovanie

Tento príspevok vynikol s finančnou podporou Agentúry na podporu výskumu a vývoja na základe Zmluvy č. APVV-17-0204 a za podpory Grantovej Agentúry Ministerstva školstva, vedy a športu Slovenskej republiky a Slovenskej akadémie vied číslo VEGA č. 1/0645/20.

Literatúra

- [1] NATÁRIO, F. et al.: *Shear strength of RC slabs under concentrated loads near clamped linear supports*. Engineering Structures 76: 10-23. 2014.

ANALÝZA STAVU KOTIEV PREDPÄTÝCH PREFABRIKOVANÝCH MOSTOV V HAVARIJNOM STAVE

Petra Bujňáková¹ – Martin Moravčík² – František Bahleda³

ABSTRAKT

Pri výstavbe prvých mostov z dodatočne predpätého betónu sa po celom svete požívali rôzne kotevné systémy. Spoľahlivosť a funkčnosť kotvenia prispievajú k správne fungovaniu predpätia v konštrukcii. Pri výraznejších účinkoch agresívneho prostredia a environmentálneho zaťaženia dochádza ku korózii kotiev a predpínacej výstuže. V posledných rokoch sa výrazne zvýšil počet mostov v nevyhovujúcom stave nielen na Slovensku. Častokrát sú poruchy a poškodenia skryté a preto závažnosť situácie nie je známa a môže viesť až k náhlemu kolapsu mosta. Problémom predpätých mostov je ich trvanlivosť. Príspevok poukazuje na dnes už neadekvátny stav prvých kotevných systémov používaných v Československu v 60. rokoch 20. storočia. Príspevok ilustruje koncepciu prvého kotevného systému, prehľad z vizuálnej kontroly a vykonaných meraní počas demolácie predpätých mostov v havarijnom stave.

1 ÚVOD

Mosty budované z prefabrikovaných nosníkov sú jedným z najbežnejších typov konštrukcií pre mosty malých a stredných rozpätí v Európe. Technologický vývoj a nároky v období intenzívneho rozmachu prefabrikácie neboli naprieč Európou rovnaké, napr. metodika výpočtu predpätých konštrukcií, normové predpisy, požiadavky na materiály, kotvenie, či realizácia výroby. V súčasnosti starnúca infraštruktúra neodkladne potrebuje odborné posúdenie a renováciu. Varovným signálom sú havárie mostov po celom svete. Príčiny zlyhania môžu byť rôzne ako koncepčné chyby, preťaženie konštrukcií, silná degradácia predpätia a podcenená pravidelná údržba. Trvanlivosť konštrukcií z predpätého betónu je výrazne ovplyvnená stavom predpínacej výstuže a kotvenia. K poškodeniu týchto mostov dochádza skôr ako sa predpokladalo počas projektovania, napr. most v Podbieli (2015), most v Nižnej (2016), most ponad VN Ružín (2017). U niektorých mostov došlo až k náhlemu zrúteniu, napr. samovoľný pád mosta v Trstenej (2019), v Spišskej Novej Vsi (2020), v Kysaku (2020) a pod.

Prístup k hodnoteniu stavu a spoľahlivosti existujúcich mostov sa stáva celosvetovou výzvou. Správny zásah, oprava, či zosilnenie konštrukcie vyžaduje poznanie statického pôsobenia konštrukcie a technologických postupov z minulosti.

2 SPÔSOB KOTVENIA V PRVÝCH PREDPÄTÝCH MOSTOCH

Rôzne kotevné systémy a metódy patentované výrobcami sa používali u dodatočne predpätých mostov po celom svete hlavne v období po druhej svetovej vojne. Pôvodné

¹ Ing. PhD., Stavebná fakulta SvF v Žiline, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: (041)513-5674, e-mail: petra.bujnakova@uniza.sk

² prof. Ing. PhD., Stavebná fakulta SvF v Žiline, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: (041)513-5658, e-mail: martin.moravcik@uniza.sk

³ doc. Ing. PhD., Stavebná fakulta SvF v Žiline, Akreditované laboratórium SvF, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: (041)513-5672, e-mail: frantisek.bahleda@uniza.sk

systemy sa líšia typom a usporiadaním predpínacej výstuže, spôsobom kotvenia a napínania. Patentované drôty zoskupené do káblov sa používali predovšetkým v prvých systémoch predpínania. U nás sa vyrábali patentované drôty s menovitým priemerom 2 až 7 mm, v zahraničí do 12 mm. Spôsob výroby drôtov sa líšil, čo sa premietalo do rozdielnych mechanických vlastností. Jednotlivé drôty kábla sú kotvené buď klinovým spôsobom (kuželík- Freyssinet, klin- Mangel) alebo iným spôsobom (slučka- Leoba, hlava- BBRV, zabetónovanie - Korovkin). Najstarší a najpoužívanejší systém kotvenia káblov rozšírený po celom svete je klinový francúzsky - Freyssinetov systém. Predpínacia sila je prenesená do prvku cez betónovú kotvu, Obr. 1a. Kotva sa skladá z betónovej kruhovej objímky a betónového kotevného kolíka s otvorom pre injektovanie. Spôsob kotvenia je založený na princípe využitia klinového zovretia drôtov.

V Československu sa u prvých dodatočne predpätých mostov postavených hlavne v rokoch 1950-1960 používal systém Baraba a následne systém Horel, založený na Freyssinetovom princípe, ale na výrobu kotiev využíval namiesto betónu oceľ. Systém Baraba mal dve kotevné dosky uložené na seba. Objímka kotvy bola hladká. Kuželík bol bez otvoru pre injektáž. Káble sa injektovali cez priestor medzi drôtom a kuželíkom, obr. 1b. Kotva Horel sa vyvinula z kotvy Baraba. Systém Horel využíva už len jednu kotevnú dosku, obr. 2. Pre kotvenie viacerých káblov sa využívala obdĺžniková kotevná doska s viacerými otvormi. V objímke kotvy sú vyliisované žliabky pre jednotlivé drôty. Žliabky sú rozdelené rovnomerne po obvode, čím je zabezpečené pravidelné rozdelenie drôtov v kotve. Hladké patentované drôty boli rovnomerne rozmiestnené okolo kužeľového otvoru kotevnej dosky. Do káblového kanálika sa potrebný počet drôtov vtiahol a ako celok predopol a zakotvil kuželíkom vloženým tlakom dovnútra. Kotvenie káblov v samosvornej kotve je založené na trení. K zakotveniu jedného kábla boli používané jednoduché kotvy. Združená kotva sa používala na zakotvenie dvoch a viac káblov. V prvých mostoch v ČSR dominovali káble z patentovaných drôtov priemeru 4,5 mm, až kým neboli vyvinuté predpínacie prostriedky pre väčší počet káblov a zväčšený priemer drôtov 7 mm [1]. Od roku 1987 sa začali používať stabilizované drôty. Vývojom bol postupne zavedený jednotný spoľahlivý a certifikovaný spôsob kotvenia, ktorý sa dnes používa pre dodatočne predpäté konštrukcie.



a)



b)

Obr. 1 a) Freyssinetova betónová kotva, b) Systém Baraba – kotva 10 ϕ P 4,5mm (Most Podbiel)

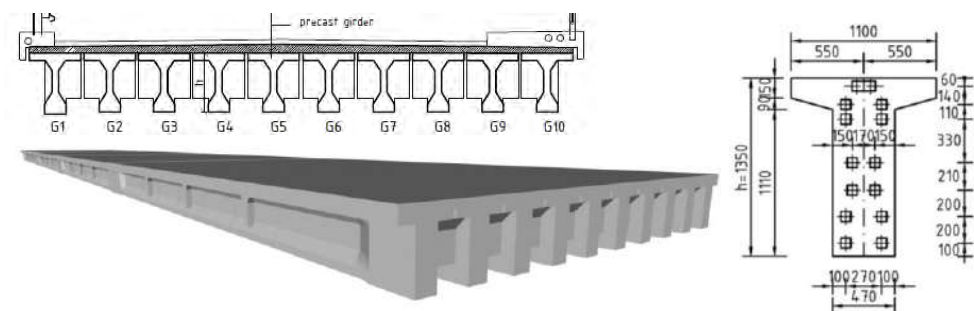


Obr. 2 Systém Horel – kotva 20 ϕ P 4,5mm a kotevný kuželík s otvorom pre injektovanie (Most Spišská Nová Ves)

3 POPIS MOSTOV

Na území Slovenska stále evidujeme mosty budované technológiou plnej prefabrikácie. Tieto mosty boli postavené v 60. rokoch minulého storočia. Pred zavedením výroby typizovaných nosníkov sa stavali mosty z atypických prefabrikátov tvaru T. Nosníky majú konštantný prierez. Steny stojín sú pri podperách rozšírené, obr. 3. Časti priečnikov sa vyrábali v rámci prefabrikátu. Prefabrikované nosníky boli dodatočne predpínané v priečnom aj pozdĺžnom smere. Predpínanie výstuž tvorili káble z patentovaných drôtov ϕ P 4,5 (120/165) kotvené do doskových oceľových kotiev prostredníctvom kotevných kužeľov. Káble priečného predpätia boli vedené v hornej prírubе nosníkov a v priečnikoch. Škály šírky 20 až 40 mm medzi hornými prírubami nosníkov boli zalievané. Spojenie prefabrikovaných prvkov v priečnom smere rozhoduje o statickom systéme a ovplyvňuje spôsob priečného roznosu namáhania. Vzájomné spolupôsobenie prefabrikátov v priečnom smere sa určovalo podľa teórie ortotropnej dosky. Táto koncepcia bola vyvinutá pre mosty krátkych a stredných rozpätí a dnes sa už pri výstavbe nových mostov nepoužíva.

Príklady troch mostov z tejto generácie upozorňujú na závažné poškodenia týchto mostov. Vyšetrované mosty sa nachádzali na Orave a boli súčasťou cesty I. triedy, ktorá končí na hraničnom priechode Trstená. Každý most pozostával z 10 kusov nosníkov v priečnom smere, obr. 3. Most v Podbieli bol postavený v roku 1956 a v dôsledku porušenia konštrukcie krehkým lomom bol náhle uzavretý. V čase uzávery mal 59r. Predpätie v konštrukcii bolo realizované prostredníctvom káblov z 10 alebo 12 ϕ P 4,5 v priečnom aj pozdĺžnom smere. Susedný most v Nižnej bol postavený v roku 1957 a po diagnostickej prehliadke na základe zistených závažných skutočností bol uzavretý v roku 2016. Predpätie v konštrukcii bolo realizované prostredníctvom káblov z 9 alebo 12 ϕ P 4,5 v priečnom aj pozdĺžnom smere. Ďalší most z prvej generácie prefabrikovaných nosníkov podrobený analýze bol most v Trstenej (1957). Predpätie v konštrukcii bolo realizované prostredníctvom káblov z 10 alebo 12 ϕ P 4,5 v priečnom aj pozdĺžnom smere. Chronológia mosta je nasledovná. V roku 2015 bol stav mosta klasifikovaný stupňom V ako zlý stavebno-technický stav, r. 2017- veľmi zlý stav VI, r. 2019 - havarijný stav mosta VII a následne uzávera mosta. Správnosť rozhodnutia uzavrieť most bola potvrdená v roku r. 2020, keď sa most samovoľne zrútil do rieky Oravica.



Obr. 3 a) Schéma nosnej konštrukcie, b) čelo nosníka

4 PORUCHY A STAV KOTVENIA

Havarijný stav a následná demolácia spomínaných mostných objektov umožnila analyzovať tieto mosty in-situ a v laboratórnych podmienkach [2]. Podrobnejšiu analýzu a metódy stanovenia zvyškovej úrovne predpätia dokumentujú články [3],[4].

Pri prehliadke a počas demolácie poškodených mostov sa našli podobnosti medzi týmito mostmi. Ukázalo sa, že korózia kotiev a drôtov v kotvení taktiež prispela k strate predpätia v týchto mostoch. Káble boli kotvené do štvorcovej alebo obdĺžnikovej kotevnej dosky s kužeľovým otvorom pomocou oceľového kuželíka. Povrch kuželíka má priečne vrúbkovanie, obr. 1b. Kotevné dosky boli zhotovené z pásovej ocele akost' ČSN 11600 a kotevné kuželíky z ocele akosti ČSN 11700, [5]. U vyšetrovaných mostov boli použité jednoduché kotvy a dvojkotvy pre 10 alebo 12 ϕ P 4,5 (most Podbiel a most Trstená) a kotvy pre 9 ϕ P 4,5 (most Nižná). Káblový kanálik bol vyrobený z veľmi tenkého plechu s rebierkami. Zistený priemer káblového kanáliku pre 12 drôtov ϕ P 4,5 mm bol 32 mm (Most Podbiel a Trstená) a pre 9 kusov ϕ P 4,5 mm, priemer 27 mm (Most Nižná). Niektoré kanáliky boli úplne nezainjektované. Vo všetkých troch prípadoch neboli kotvy do čela nosníka dostatočne zapustené, boli len prikladané k povrchu a neboli dostatočne obetonované, obr. 4. Približne 50 % kotiev nebolo chránených a časť kotiev a predpínacích drôtov bola poškodená. Zdvihané káble boli vychýlené. Rozmery kotevnej dosky podľa súčasných noriem sú nepostačujúce. V niektorých prípadoch došlo k pretrhnutiu drôtov v dôsledku oslabeného profilu v priesečníku kužeľového otvoru kotevnej dosky a kanáliku, obr. 5. Taktiež bol viditeľný trecí kontakt medzi ostatnými drôtmi. Analýzou sa zistilo, že v niektorých kotvách chýba časť predpínacích drôtov (1-2 kusy).



Obr. 4 a) Most Podbiel – kotevná oblasť, b) Most Nižná – detail odkorodovaných káblov, nefunkčná dvojkotva

Napriek výraznému vizuálnemu poškodeniu sa časť kotiev previezla do laboratória SvF, Žilina. Náhodne vybrané kotvy v relatívne dobrom stave boli podrobené experimentálnym meraniam. Funkcia kotvenia bola overená statickou skúškou kotvenia predínacej výstuže konštantným ťahom podľa Obr. 6. Drôty boli zakotvené na oboch koncoch na dĺžku medzi kotvením 1,0 až 1,3 m. Ťah pôsobil na jednotlivé drôty rovnomerne. Počas skúšky sa zisťovala sila a spôsob porušenia. V kotvení nesmie dôjsť k zmenšeniu pevnosti drôtov na menej ako 0,95-násobok. Ako je možné vidieť z grafu na obr. 6, prírastok deformácie nie je lineárny. To by mohlo súvisieť so zvýšením trenia u silne skorodovaných drôtov počas testu (3 kotvy). V jednej kotve došlo počas skúšky k prekĺznutiu troch drôtov.

Ďalšie testované kotvy (6 ks) vykazovali známky miernej povrchovej korózie. Počas skúšky sa do kotevnej dosky zaťahovali súčasne drôty a kuželik. Poklzy všetkých drôtov boli približne rovnaké. Testované kotvy pozostávali z 10 kusov hladkých patentovaných drôtov ϕ P 4,5 mm. Porušenie drôtov roztrhnutím nastalo pri priemernej hodnote 79% (207,3 kN) z medznej únosnosti drôtov (262,4 kN). Výsledky skúšky dokumentuje Tab.1. Pevnosť drôtov bola skúšaná štandardnou metódou. Mechanické vlastnosti drôtov ϕ P 4,5 ilustruje Tab. 2.



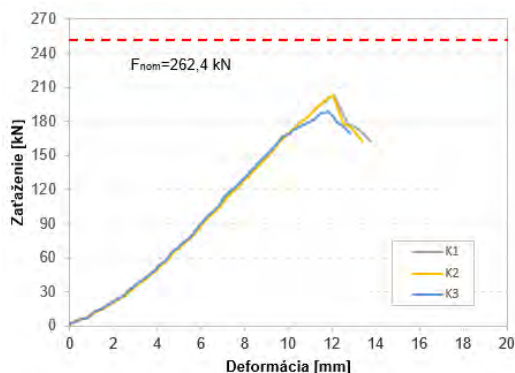
Obr. 5 Most Trstená: a) kotvy pozdĺžneho predpätia, b) detail odkorodovaných káblov priečného predpätia za kotevnou doskou

Tab. 1 Statická skúška, prehľad kotvy 10 ϕ P 4,5 mm

kotva	Medzná sila F _{nom} [kN]	Sila pri pretrhnutí drôtov F _{test} [kN]	F _{test} / F _{nom}
K1	262,4	203,22	0,77
K2		221,16	0,84
K3		195,10	0,74
K4		200,02	0,76
K5		210,34	0,80
K6		212,67	0,81
Priemer			0,79

Tab. 2 Vlastnosti patentovaných drôtov ϕ P 4,5 mm

drôty	Plocha A_{pl} [mm ²]	Pevnosť v ťahu f_t [MPa]	Ťažnosť δ [%]	Modul pružnosti E_p [GPa]	Hmotnosť m [g/m']
ϕ P 4,5	15,904	1647	2,6	190	124,85



Obr. 6 a) Testovacia zostava, b) záznam skúšky 3 kotvy 10 ϕ P 4,5 mm

5 ZÁVERY

Zostávajúca životnosť prvých predpätých mostov je vážnou témou pre správcov mostov aj výskumníkov. Analýzou sa preukázalo, že všetky komponenty kotevného systému, kotevná doska a klinový kužeľ, boli vyrobené z materiálu, ktorý nie je odolný voči korózii. Patentované drôty sú citlivé na mechanické poškodenie povrchu. V kombinácii s koróziou v niektorých kotvách došlo k úbytku prierezovej plochy drôtov za kotvením až o 8%. Ďalším varovným signálom sú chýbajúce drôty v kotvách (10%) v dôsledku skĺznutia alebo pretrhnutia skorodovaných drôtov. Účinnosť kotvenia v prípade silno skorodovaných drôtov predstavuje približne 75%. Kotvy v relatívne dobrom stave so známami povrchovej korózie vykazujú 79% únosnosť drôtov. Kombinácia vyššie uvedených faktorov vedie k trvalému zníženiu úrovne predpätia v konštrukcii a ovplyvňuje zvyškovú životnosť mostov.

PodĎakovanie

Príspevok vznikol za podpory Kultúrnej a edukačnej grantovej agentúry MŠVVaŠ SR (KEGA) v rámci projektu 020ŽU-4/2021, čiastočne za podpory Vedeckej grantovej agentúry SR č. 1/0048/22 a č. 1/0306/21 a vďaka podpore v rámci operačného programu Interreg V-A Slovenská republika-Česká republika č. 304011Y277.

Literatúra

- [1] Bujňáková, P. Anchorage System in Old Post-tensioned Precast Bridges. Civil Environ. Eng., 2020, 16; 379–387, doi:10.2478/cee-2020-0038
- [2] Moravcik, M., Bujnakova, P., Bahleda, F: Failure and damage of a first-generation precast prestressed bridge in Slovakia. Structural Concrete. 2020,21,2353-2362, <https://doi.org/10.1002/suco.201900526>
- [3] Kľaťovanec, J.; Moravčík, M.; Bujňáková, P.; Jošt, J. Indirect Determination of Residual Prestressing Force in Post-Tensioned Concrete Beam, Materials 2021, 14, 1338. <https://doi.org/10.3390/ma14061338>
- [4] Kľaťovanec, J., Prokop, J.: Indirect methods for determining the state of prestressing, 14th International Scientific Conference on Sustainable, Modern and Safe Transport, TRANSCOM 2021. Transportation Research Procedia, 2021, Vol.55; p. 1236-1243, 10.1016/j.trpro.2021.07.105
- [5] Bridge design guidance. Regulation for railway and road bridges. SNM, Praha, 1951.

VÝSTUŽ PLOŠNÝCH ŽELEZOBETÓNOVÝCH PRVKOV VIAZANÁ ROBOTMI

Jakub Rubint¹ – Stanislav Rubint² – Peter Paulík³

ABSTRAKT

Zo všetkých odvetví priemyslu je práve ten stavebný najmenej automatizovaný. Zaužívané spôsoby návrhu stavebných konštrukcií sú prispôsobené tomuto faktu, čo platí aj o samotnom návrhu betonárskej výstuže. Výstuž plošných prvkov ako sú stropné dosky alebo steny, je pritom dostatočne jednoduchá na to aby jej výroba bola automatizovaná, čím je znížená spotreba materiálu a aj zvýšená efektivita využitia pracovnej sily. Článok pojednáva princíp návrhu výstuže viazanej robotom Perseus firmy XEUS - Civil Engineering Robotics s. r. o. vysvetlenom na výstuži pri spodnom povrchu stropnej dosky obytnej budovy. Pri tvorbe metodiky návrhu takejto výstuže sa kládol dôraz na okamžitú možnosť nasadenia do praxe, pričom si nájde uplatnenie ako v závodoch na výrobu prefabrikátov, tak aj priamo na stavbe.

1 ÚVOD

S produkciou až 38% celosvetových uhlíkových emisií [1] patrí stavebný priemysel medzi hlavný objekt záujmu v rámci boja proti klimatickej zmene. V kontexte strategickej vízie Európskej komisie pre dosiahnutie klimaticky neutrálneho hospodárstva do roku 2050, Medzinárodná agentúra pre energetiku (International Energy Agency, IEA) odhaduje, že emisie priamo vyplývajúce zo stavebnej činnosti musia klesnúť o 50% do roku 2030. Podľa Nigela Toppinga, vysokého predstaviteľa pre zachovanie klímy na COP26, „Musíme prehodnotiť využitie betónu a ocele. To, či sa uhlíkovo neutrálna oceľ a betón stanú materiálmi budúcnosti, bude závisieť od skutočnosti, ako rýchlo sa tieto odvetvia inovujú tvárou v tvár novým a prevratným technológiám.“

V rozpore so zámerom Európskej komisie, aktuálna ekonomická situácia v Európe a takisto aj na území Slovenskej republiky, vedie k zhoršeniu efektivity využívania materiálov. Nedostatok kvalifikovaných robotníkov (viazačov betonárskej výstuže) ako aj vysoké nároky na rýchlosť výstavby zapríčinili, že sa realizátori častokrát prikláňajú k menej efektívnym návrhom vystužovania

1 Ing., XEUS - Civil Engineering Robotics s. r. o., Osadná 2, 831 03, Bratislava - mestská časť Nové Mesto, tel.: +421 948 484 988, e-mail: jakub.rubint@xeus-cer.com

2 Ing., XEUS - Civil Engineering Robotics s. r. o., Osadná 2, 831 03, Bratislava - mestská časť Nové Mesto, tel.: +421 907 730 684, e-mail: stanislav.rubint@xeus-cer.com

3 doc., Ing., PhD., XEUS - Civil Engineering Robotics s. r. o., Osadná 2, 831 03, Bratislava - mestská časť Nové Mesto, tel.: +421 903 585 663, e-mail: peter.paulik@xeus-cer.com

železobetónových konštrukcií podľa tradičných postupov, s vysokou spotrebou materiálov a so značnými prepravnými vzdialenosťami.

Vzhľadom na fakt, že automatizácia ako taká v tomto sektore stavebného priemyslu prakticky neexistuje, je nutné si stanoviť rozumné a hlavne splniteľné ciele. Bolo teda prirodzené, že pre tento účel boli vybrané také konštrukčné prvky, ktoré sú, čo sa vystuženia týka, jednoduché. Zároveň však ich vystuženie tvorí najväčšiu časť z celkovej výstuže použitej v typických monolitických konštrukciách pozemných stavieb. Ide o 2D konštrukčné prvky. Konkrétne, o výstuž, ktorá môže byť vyhotovená vo forme sietí. Nejde však o bežné, typizované zvárané siete, ale o optimalizované unikátne siete.

2 POROVNANIE ZAUŽÍVANÝCH SPÔSOBOV VYSTUŽOVANIA

Prípadová štúdia bola vykonaná na jednom z veľkých developerských projektov na okraji Bratislavy. Konštrukčný systém objektov tejto etapy developerského projektu, bol navrhnutý ako stenový, obojsmerný. Samotné zvislé, ako aj vodorovné nosné konštrukcie boli vyhotovené z monolitického železobetónu. Vybraný objekt bol zvolený ako prípadová štúdia kvôli tomu, že realizačný projekt bol vypracovaný s výstužou vo viazanej forme. Po vysúťžení realizácie si realizátor na vlastné náklady dal prepracovať výstuž z viazanej formy na výstuž zváranými sieťami s príložkami.

V prvej alternatíve vystuženia pomocou viazanej výstuže bolo na jednom typickom podlaží navrhnutých 6544kg výstuže v stropnej doske objektu a 5554kg výstuže v stenách. Spolu 12098kg výstuže.

V druhej alternatíve vystuženie pomocou zváraných betonárskych sietí s príložkami bolo na jednom typickom podlaží použitých 7807kg výstuže v stropnej doske a 6202kg výstuže v stenách. Spolu 14009kg výstuže.

Na typickom podlaží sa zvýšila spotreba ocele o takmer 16%. (*spracované na základe [2]*)

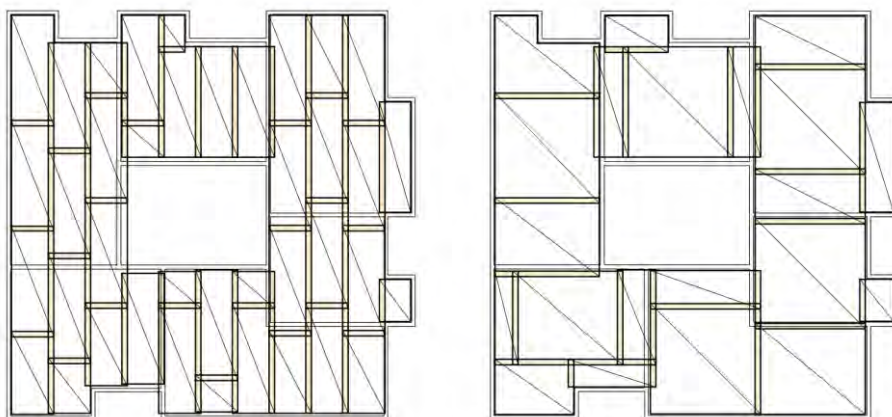
3 VÝSTUŽ VIAZANÁ ROBOTMI

Aby si výstuž viazaná robotmi našla uplatnenie v tak rigidnom priemyselnom odvetví, ako je ten stavebný, je nutné aby kombinovala výhody viazanej výstuže s výhodami vystužovania pomocou sietí. Základ tejto výstuže tvoria veľkoformátové siete.

3.1 Koncept veľkoformátových sietí

Veľkoformátové siete sú najjednoduchším a zároveň najefektívnejším spôsobom navrhovania výstuže plošných železobetónových prvkov viazaných pomocou robotov. Presunom výroby sietí priamo na stavenisko je možné zväčšiť ich

rozmer, ktorý už nebude obmedzovaný ich prepravou, čo zároveň zmierni dopad na životné prostredie.



Obr. 1 Zvárané siete Q257 (6x2,3m) použité v projekte (vľavo) a veľkoformátové siete 6x6m (vpravo). Šrafova reprezentuje prekryv.

Ako cieľ bol stanovený rozmer sietí 6x6 metrov. Samotné siete sú vyrábané z kotúčov betonárskej výstuže. Výstuž v kotúči prechádza cez tzv. vyrovnávačku betonárskej výstuže, ktorá prút odstrihne v presnej vzdialenosti a posunie do zásobníka. Keďže prúty výstuže môžu byť variabilnej dĺžky, je tak možné vyhotoviť siete atypických rozmerov a tvarov, či sietí s otvormi. Pri takto vyrobených sieťach je prakticky eliminovaný odpad, ktorý vyplýva z nutnosti rezania vopred zváraných sietí.

Kontrolný návrh a prepočet bol vyhotovený ako alternatíva k vystuženiu spomínaného objektu v kapitole 2. Na typickom podlaží bol porovnávaný hlavný raster výstuže vyhotovený v podobe zváraných sietí. Na obrázku 1 vľavo, je vyšrafovaná pôdorysná plocha prekryvu použitých zváraných sietí. Ide o 469.2m² zváraných sietí typu, pri ktorom prekryv sietí bol 59.2m² (12.6%) z celkovej plochy. Červenou farbou je znázornená tá časť sietí, ktorá musela byť odstrihnutá a tvorila tak odpad. Odstrihnutá časť (z veľkej časti de facto odpad sietí) bol 27.2m² (5.8%) z celkovej plochy sietí.

Pri použití veľkoformátových atypických sietí sa redukuje prekryv sietí (na Obr. 1 vpravo - vyšrafovaná plocha) na 34.1m² čo tvorí 8.3% z celkovej plochy 412.6m². Takisto sa úplne eliminuje odpad. Oproti konvenčným sieťam dochádza v tomto prípade k úspore 12.1% materiálu.

3.2 Návrh veľkoformátových optimalizovaných sietí.

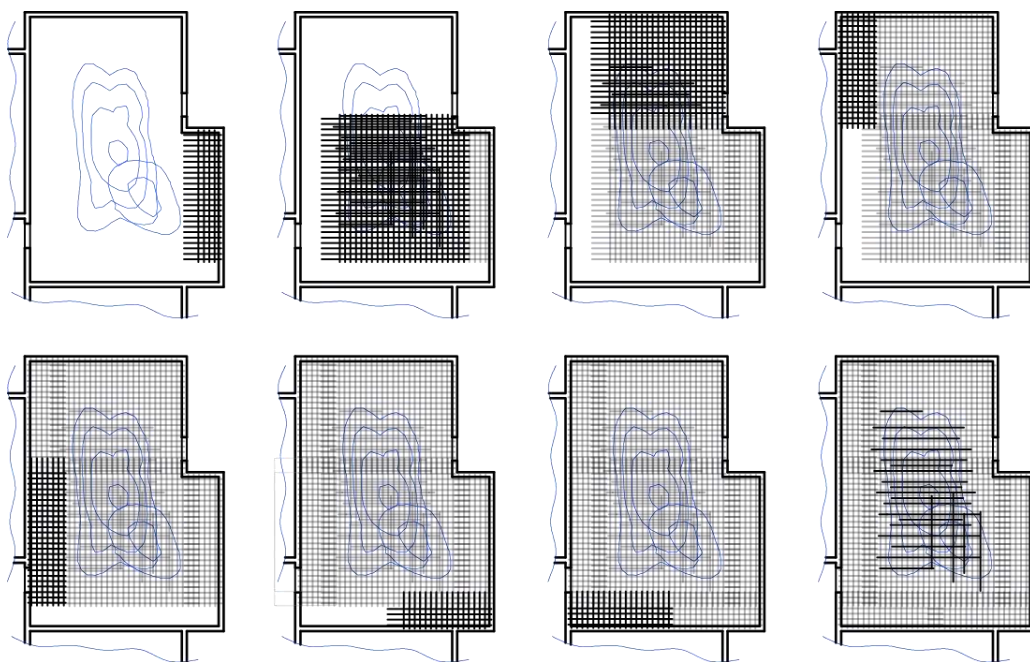
Viazanie výstuže v podobe veľkoformátových sietí pomocou robotov umožňuje navrhovať jednotlivé prúty výstuže plošných prvkov tak, aby sa nachádzali výlučne v tých miestach, v takej vzdialenosti a v takej dĺžke ako je staticky nutné. Keďže sa pri použití konvenčných metód vystužovania dbá na dostatočnú jednoduchosť vyhotovenia, v praxi to znamená, že projekty, kde je vo výkresoch výstuže príliš veľa položiek, sú nežiadúce pre ich zdĺhavé vyhotovenie. Hľadá sa teda kompromis medzi spotrebou výstuže a rýchlosti vyhotovenia. Pri viazaní výstuže pomocou robotov sa na ľudský faktor pri jej viazaní neberie ohľad. Na obrázku 2, je vyzobrazené chronologické usporiadanie veľkoformátových optimalizovaných sietí - VOS. Je možné vidieť, že jednotlivé prúty dodatočnej výstuže sú navrhované len v miestach najviac exponovaných ťahovým napätiam, ktoré sú reprezentované izočiarami. Je nutné však dodržať určitý postup a pravidlá pri jej návrhu, aby bola zabezpečená bezproblémová inštalácia sietí na stavbe.

4 NÁVRH VÝSTUŽE

Pre návrh samotnej výstuže stačia doteraz používané metódy jej výpočtu. Samotnú výstuž aj v tomto prípade môžeme rozdeliť na základný raster a príložky. Bližšie sa danej problematike autor¹ venuje vo svojej dizertačnej práci.

3.1 Základný raster

Prvým krokom je teda riešenú vystužovanú oblasť prekryť rastrom s veľkosťou oka navrhutej vzdialenosti jednotlivých prútov. Obyčajne ide o výstuž potrebnú na pokrytie požiadavky takzvanej minimálnej plochy výstuže $A_{s,min}$ [3]. Je dôležité si uvedomiť, že jednotlivé prúty výstuže ukladá a viaže robot. Je možné tým pádom navrhovať vzdialenosti výstuže zaokrúhlené na centimetre.



Obr. 2 Chronologické usporiadanie optimalizovaných na mieru vyrobených sietí v debnení stropnej dosky

3.2 Príložky

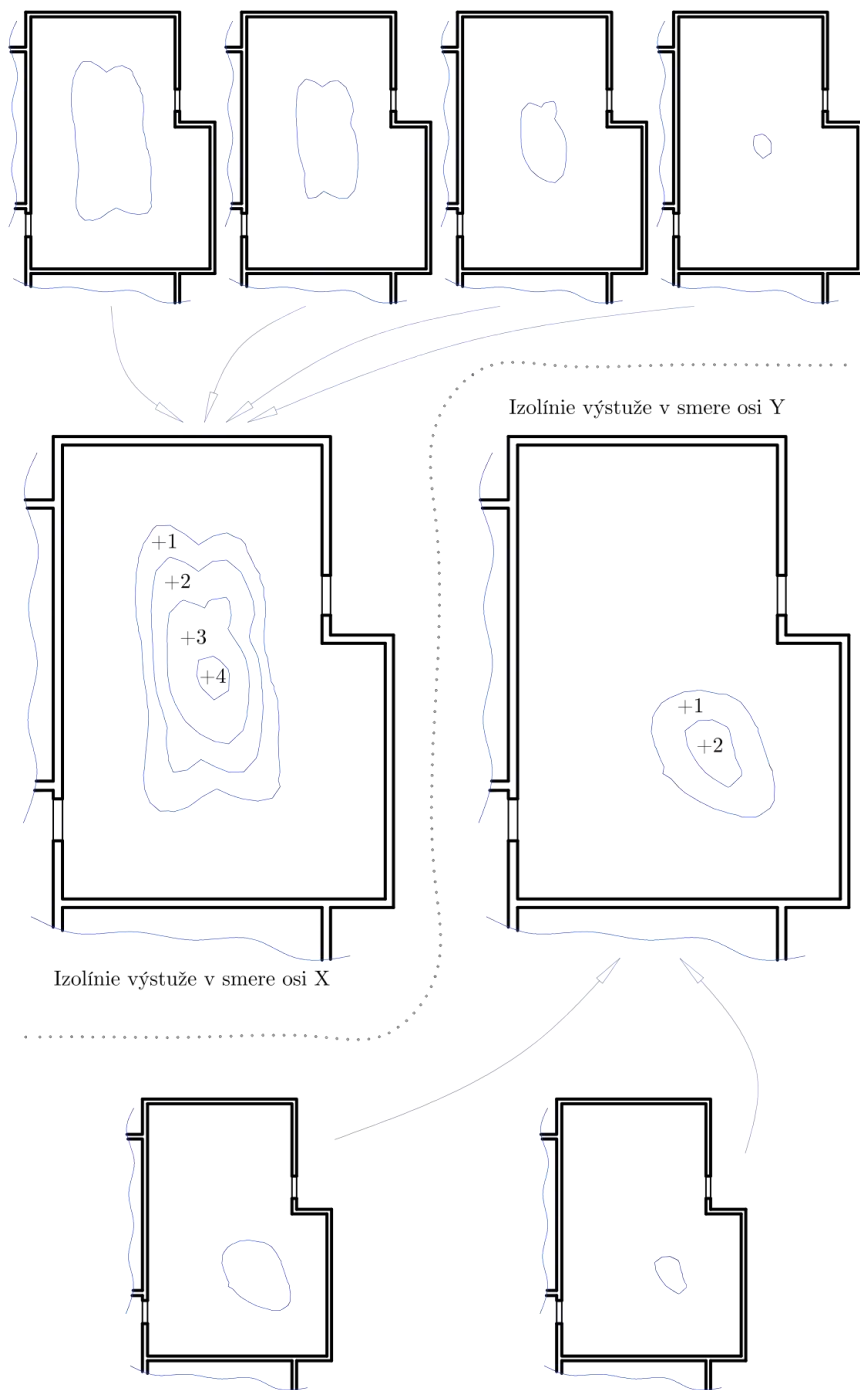
Pre návrh príložiek sú použité izolínie vymedzujúce tzv. výstužné oblasti. Prvá výstužná oblasť je taká oblasť v ktorej musí byť plocha výstuže tvoriaca základný raster navýšená o jeden prút na meter bežný. Nasledujú ďalšie výstužné oblasti až kým nie je pokrytá najvyššia potrebná plocha výstuže. V ľubovoľnom komerčne dostupnom statickom programe je teda nutné exportovať izočiary reprezentujúcu výstužné oblasti. Hodnota pre i -tu izočiary, kde nultá izočiara reprezentuje plochu pokrytú základným rastrom, sa vypočíta na základe vzťahu

$$A_{s,I_i} = \left(\frac{1m}{s_{prov}} + i \right) A_{s,\phi} \quad (1)$$

kde A_{s,I_i} je plocha výstuže, ktorú je nutné dodať do výstužnej oblasti, s_{prov} je rozstup výstuží v základnom rastrovi a $A_{s,\phi}$ je plocha výstuže v základnom rastrovi.

Keďže komerčne dostupné statické programy neumožňujú zobrazenie viacerých izolíní špecifickej hodnoty naraz, je nutné tieto izolínie poskladať dodatočne tak ako je znázornené na obrázku 4. V týchto výstužných oblastiach je nutné dodať príložky, ktorých dĺžku je možné ukončiť vo vzdialenosti kotevnej dĺžky za hranicou danej oblasti. Posledným krokom je rozdelenie výstuže na siete rozmerov 6x6m. Vznikajú tak unikátne optimalizované veľkoformátové siete,

vyrábané priamo na stavbe, ktoré sa pomocou žeriavu ukladajú priamo do debnenia.



Obr. 3 Izolínie pre návrh priložiek pre spodný povrch stropnej dosky

5 NÁVRH ROBOTA

Výstupom stroja (Obr. 4) je výstužná sieť, ktorá môže mať ľubovoľný tvar vyskladateľný z jednotlivých rovných prútov – to znamená štvorce, obdĺžniky, tvary písmen „L“, „T“ a iné. Pre tento účel bola zostrojená rámová konštrukcia vo výške približne 1 m s troma nezávislými vedeniami. V osi „X“ je ukladač, ktorý vezme odstrihnutý prút z vyrovnávačky a uloží ho do riadkov. Následne sa odparkuje mimoúrovňovo, čím dá možnosť pohybu ďalším dvom nezávislým osiam – „Y1“ a „Y2“. Jedna z týchto osí, podobne ako os „X“, ukladá nastrihané prúty kolmo na prvú vrstvu, zatiaľ čo druhá os sa stará o viazanie naukladanej výstuže.



Obr. 4 Gantry portál Perseus firmy XEUS - Civil Engineering Robotics.

Konštrukcia stroja tak predstavuje gantry portál s výškou 500/800mm (jednotlivé osi). Základným stavebným prvkom je hliníkový profil, ktorý poskytuje okrem nízkej váhy aj vysokú univerzálnosť, ktorá napomáha k ľahkej montáži/demontáži zariadenia a prináša so sebou možnosť prototyp jednoducho a priamočiaro modifikovať v prípade potreby.

6 ZÁVER

Použitím optimalizovaných veľkoformátových sietí došlo v prípadovej štúdii k šetreniu ocele oproti prvej alternatíve (viazaná výstuž) až o 10%. Výhodou tohto riešenia je minimálna zmena metodiky návrhu výstuže do železobetónových plošných konštrukčných prvkov. Ďalšími výhodami je zvýšenie objemov odbornej práce, či už pri návrhu výstuže ako aj pri jej zhotovení. Automatizácia spája výhody nízkej spotreby materiálu (viazaná forma výstuže) s rýchlosťou a jednoduchosťou jej vyhotovenia (výstužné siete). Nevýhodou je nutnosť vymedzenia pracovného priestoru pre stroj priamo na stavbe alebo v závode prefa.

Literatúra

- [1] UN Environment programme *Building sector emissions hit record high, but low- carbon pandemic recovery can help transform sector*. UN report 2020.
- [2] Baľák Ľ. *Projektová dokumentácia, Výkresy výstuže developerského projektu - Bory*. Bratislava 2020.
- [3] Benko V., Bilčík J., Fillo Ľ., Halvonik J. *Betónové konštrukcie*. STU Bratislava 2008.

EXPERIMENTÁLNE ŠTÚDIE BETÓNOVÝCH PRVKOV S POUŽITÍM FRP VÝSTUŽE V DLHODOBOM HORIZONTE

Stanislav Blaho¹ – Katarína Gajdošová²

ABSTRAKT

Najprogressívnejšou alternatívou klasickej ocelevej výstuže v betónových prvkoch a konštrukciách je kompozitná výstuž. Najznámejšie polymérne kompozity využívané ako alternatíva obsahujú sklené vlákna (Glas Fibre Reinforced Polymers - GFRP). Jednou z mnohých výhod je ich odolnosť voči korózii ako aj vysoká ťahová pevnosť v porovnaní s oceľovou výstužou. GFRP výstuž je v zahraničí preferovaná z ekonomického hľadiska kvôli nižšej cenovej relácii.

Okamžité vlastnosti FRP výstuží sú pomerne dobre známe z domácich či zahraničných výskumov. Dodnes nie sú dostatočné znalosti o dlhodobom správaní sa železobetónových konštrukcií s FRP výstužou. Návrhové normy povoľujú nízku kapacitu využitia FRP materiálov a predpokladá sa, že ju podhodnocujú, vzhľadom na skutočné správanie sa v niekoľkých experimentoch posledných desaťročí. Redukčné faktory v normových predpisoch obmedzujú mechanické vlastnosti v rozsahu od 0,95 pre CFRP do 0,5 pre GFRP.

V príspevku sú prezentované už realizované ale aj prebiehajúce experimentálne štúdie založené na štvorbodovej skúške jednoducho podopretých doskových nosníkov vystužených GFRP výstužou.

1 ÚVOD

V posledných desaťročiach sa najmä v zahraničí čoraz viac aplikujú progresívne kompozitné materiály na vystuženie betónových konštrukcií. Najznámejšie sú polyméry vystužené sklenými vláknami (GFRP) a polyméry vystužené uhlíkovými vláknami (CFRP), ktoré sa využívajú najmä pre svoje vlastnosti ako odolnosť proti korózii, vysoká pevnosť a nízka hmotnosť, v prípade GFRP aj relatívne nízke náklady. Prvky vystužené daným typom výstuže a ich správanie sa v krátkodobom časovom horizonte sú dobre spracované v pomerne veľkom množstve databáz. Avšak databázy dlhodobého správania sa týchto prvkov sú pomerne nedostatočné. Keďže doposiaľ nie je značné množstvo objektov vystužených daným typom výstuže, ktoré by dosiahli svoju návrhovú životnosť. Experimentálne merania sú z časového hľadiska náročné a aj z toho dôvodu je vhodné pre rozšírenie aplikácie týchto materiálov uskutočniť ďalší výskum a stanoviť výpočtové postupy pre prvky vystužené FRP výstužou.

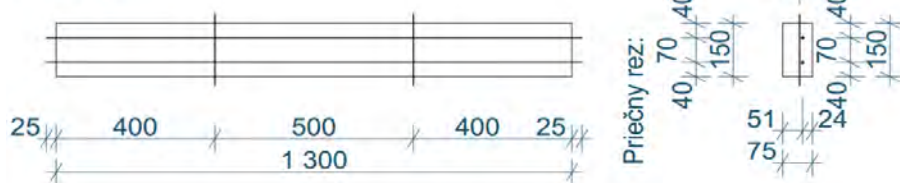
2 EXPERIMENTÁLNA ŠTÚDIA

Proste podopreté nosníky boli skúšané štvorbodovou skúškou ohybom. Rozmery nosníkov sú nasledovné: dĺžka 1300 mm, šírka 150 mm a priemerná výška 77 mm. Nosníky sú vystužené dvomi prútmí GFRP výstuže priemeru 8mm (vnútorný priemer bez ovinutia je 7 mm). Krycia vrstva výstuže bola stanovená na hodnotu 20 mm. Presná poloha výstuže ako aj rozmery nosníkov sú zobrazené na obrázku nižšie. Nosníky boli rozdelené do dvoch štúdií - 1. krátkodobá - nosníky boli odskúšané a porušené po 30 dňoch od betonáže, 2. dlhodobá - nosníky sú dlhodobo zaťažované na úroveň 25, 50 a 75% ich pôvodnej odolnosti.

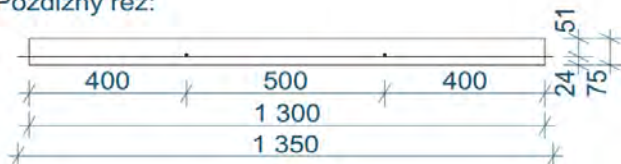
¹ Ing., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, e-mail: stanislav.blaho@stuba.sk

² doc. Ing. PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, e-mail: katarina.gajdosova@stuba.sk

Pôdorys:



Pozdĺžny rez:



Obrázok 1: Rozmery betónových nosníkov

3 POPIS MATERIÁLOV

Povrchová úprava prútov GFRP výstuže použitých v danej štúdii bola úprava ovinutím. Vlastnosti použitej výstuže boli overované v minulosti pri alternatívnych štúdiách a dosiahnuté výsledky boli vo veľmi dobrej zhode s hodnotami dodanými od výrobcu výstuže.

Materiálové vlastnosti betónu boli overované na normových vzorkách. Zo zmesi použitej pri betonáži nosníkov boli vyhotovené aj skúšobné telesá - kockové (150 x 150 x 150 mm), valcové (150 x 300 mm) a hranolové (100 x 100 x 300 mm). Na nich boli overené vlastnosti betónu podľa normy STN EN 12390.



Obrázok 2: Betónové vzorky na overenie materiálových vlastností

Tabuľka 1: Materiálové vlastnosti betónu

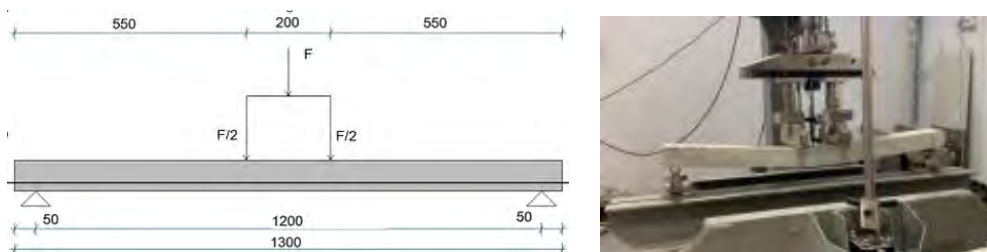
Vlastnosti	Nameraná priemerná hodnota
Kocková pevnosť (MPa)	32,26
Valcová pevnosť (MPa)	24,29
Statický modul pružnosti (GPa)	30,72

Tabuľka 2: Vlastnosti FRP výstuže

Vlastnosti	Hodnota udávaná výrobcom	Hodnota z predošlých skúšok
Ťahová pevnosť (MPa)	1000	1070
Modul pružnosti (GPa)	52	52

4 ZAŤAŽOVACIE SKÚŠKY NOSNÍKOV

Nosníky z krátkodobej štúdie boli testované štvorbodovou skúškou ohybom s postupným zaťažovaním silou v krokoch po 0,5 kN. Rozmiestnenie podpier bolo vo vzdialenosti 1200 mm a pôsobisko síl bolo vo vzdialenosti 100 mm od stredu nosníkov na každú stranu. Sledovanými veličinami počas priebehu skúšky bola sila pôsobiaca na nosník a priehyb v strede nosníka. Účelom bolo preveriť vzťahy medzi silou a priehybom nosníka. Po porušení prierezu bola skúška zastavená. Jednotlivé veličiny boli zaznamenané pomocou softvéru. Schéma zaťažovacej zostavy ako aj reálna zostava sú na obrázku nižšie.

**Obrázok 3:** Zaťažovacia zostava

Experimentálna štúdia zameraná na dlhodobé zaťaženie nosníkov pozostáva zo 6 zostáv po 6 nosníkov zaťažených na 25%, 50% a 75% krátkodobej únosnosti zistenej z krátkodobých skúšok. Nosníky budú zaťažené 1, 3 a 10 rokov a následne odskúšané v lise. Prvá séria dlhodobých skúšok (zaťažená 1 rok) je plánovaná v 04/2022. Na 4 zostavách prebieha kontinuálne meranie priehybu z dlhodobého hľadiska pomocou číselníkových odchýlkomerov.

Ďalšia časť experimentálneho výskumu je zameraná na vplyv okolitého prostredia na zmenu vlastností GFRP výstuže z dlhodobého hľadiska. Okrem porovnávacích vzoriek, ktoré sú umiestnené vo vnútornom laboratórnom prostredí bez zaťaženia a vzoriek zaťažených podľa obr. 4 boli ďalšie dve série vzoriek umiestnené v exteriéri a v agresívnom prostredí. Skupina 8 doskových nosníkov vystužených GFRP výstužou sa nachádza v exteriéri a je vystavená vplyvu vonkajšieho prostredia ako aj agresívite spôsobenej ostrekmi posypových solí z okolo prechádzajúcich automobilov. Dané nosníky nie sú zaťažené iným typom zaťaženia.

Nosníky budú následne po vystavení vonkajšiemu prostrediu po dobu 1 a 3 roky odskúšané štvorbodovou ohybovou skúškou až do porušenia.



Obrázok 4: Zaťažovacia zostava- dlhodobé merania

Posledná skupina nosníkov je umiestnená v nátokových žľaboch čističky odpadových vôd a v okolí vyhnívacích nádrží tejto ČOV. Tieto nosníky budú rovnako ako nosníky ostatných sérií po dlhodobom vystavení agresívnemu prostrediu odskúšané v laboratórnych podmienkach, kde sa opäť ohybovou štvorbodovou skúškou overí ich odolnosť. Okrem mechanických vlastností GFRP výstuže po dlhodobom vystavení silovému alebo environmentálnemu zaťaženiu sa následne výstuž vybraná z porušených nosníkov podrobí chemickej analýze.

Možnosti analýz výstuže je viacero. Po vzore BENZECRY, V. et al [1]. by mohli nasledovať obdobné analýzy: absorpcia vody, hĺbka prenikania chloridov, množstvo preniknutého CO₂, kvantita vlhkosti, vzniknuté poškodenie (lomy) SEM EDS (skenovacia elektrónová mikroskopia), narušenie štruktúry/poškodenie matrice, zmeny teploty sklovitého prechodu T_g a tzv. Burn off (vypaľovanie).

Pre porovnanie výsledkov dosiahnutých z nosníkov vystužených GFRP výstužou boli vyhotovené obdobné nosníky s použitím klasickej ocelevej výstuže. Rozmery nosníkov sú identické. Nosníky sú vystužené dvomi prútmi ocelevej výstuže priemeru 8mm .

5 ZÁVER

Prebiehajúce experimentálne štúdie sú zamerané na overenie dlhodobých vlastností GFRP výstuže. Na rozdiel od mnohých publikovaných výsledkov urýchlených skúšok ide o dlhodobé meranie a sledovanie správania sa nosníkov. Následná podrobná analýza GFRP výstuže a korektné vyhodnotenie výsledkov budú slúžiť pre stanovenie skutočných redukčných súčiniteľov pre GFRP materiály v návrhových postupoch a normách. Podľa čiastkových výsledkov uvedených v [2] je možné konštatovať, že trend správania sa dlhodobo a krátkodobo zaťažených nosníkov je rovnaký.

Literatúra

- [1] BENZECRY, V. et al.: “Durability of GFRP Bars Extracted from Bridges with 15 to 20 Years of Service Life”, Technical Report, University of Miami, 2019.
- [2] S Blaho and K Gajdošová 2021 IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng. 1209 012055

EXPERIMENTÁLNY VÝSKUM PÔSOBENIA DOSIEK LOKÁLNE PODOPRETÝCH STENOVÝMI STĽPMI OSLABENÝCH OTVORMI V BLÍZKOSTI PODPERY

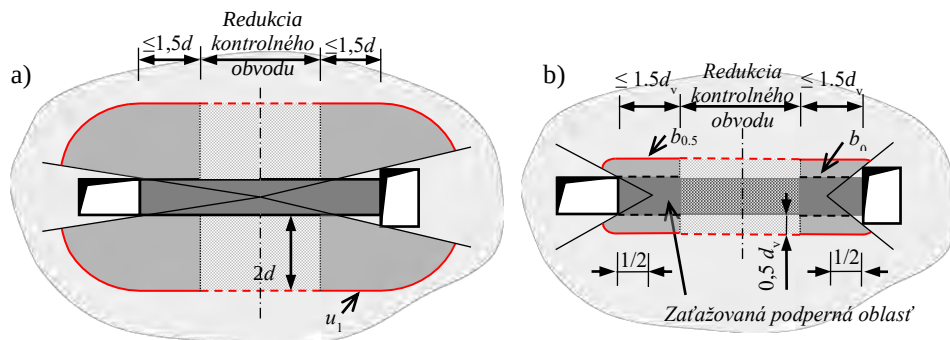
Ludmila Kormošová¹ – Jaroslav Halvoník²

ABSTRAKT

Príspevok sa venuje výsledkom experimentálneho výskumu v oblasti pôsobenia lokálne podopretých dosiek oslabených otvormi pri pretlačení. V rámci výskumného projektu bolo skúšaných 6 dosiek s hrúbkou 200 mm ($d = 164$ mm) až do porušenia. Dosky boli podopreté stenovým stĺpom s pomerom rozmerov prierezu $h/b = 6$, pričom jedna doska bola referenčná a päť dosiek malo dva otvory v rôznej polohe po obvodě podopretia. Výsledky experimentov ukazujú, že otvory na koncoch stenovej podpory nespôsobujú tak významne zníženie odolnosti proti pretlačeniu ako predpokladá model redukcie dĺžky kontrolného obvodu pre stenové podpory. Súčasne návrhové modely založené na skrátení dĺžky kontrolného obvodu pri radiálnej projekcii otvoru významne podhodnocujú odolnosť proti pretlačeniu, ak je otvor na okraji podpory.

1 ÚVOD

V súčasnosti sa problematikou šmykovej odolnosti lokálne podopretých dosiek proti pretlačeniu zaoberá niekoľko výskumných programov a množstvo výskumov sa už realizovalo v minulosti. Menšia časť z nich sa zaoberá javom pretlačenia na bezprievlakových doskách s prítomnosťou otvorov, prípadne vplyvu výrazne obdĺžnikových stĺpov na šmykovú odolnosť proti pretlačeniu. Súčasný vplyv oboch spomínaných problematik sa v experimentálnych programoch vyskytuje len zriedka [1-3], pričom v praxi je kombinácia problematiky vplyvu otvorov pri výrazne obdĺžnikovom stĺpe v tomto type konštrukcií samozrejmosťou. Súčasné normové postupy sa líšia v spôsobe započítania vplyvu otvorov na šmykovú odolnosť proti pretlačeniu a vychádzajú z databázy výsledkov na fragmentoch dosiek podopretých štvorcovým, príp. kruhovým stĺpom. Práve preto je experimentálne vyšetrovanie vplyvu otvorov pri výrazne obdĺžnikových stĺpoch, overenie spoľahlivosti a ich zohľadnenia v normových postupoch veľmi aktuálna téma. Okrem toho, výsledky získané z experimentov poskytujú nenahraditeľné údaje aj pre kalibráciu nelineárnych modelov.



Obr.1.1- Redukcia kontrolných obvodov: a) EC2, b) prEC2

¹ Ing. Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: (02)59274-544, e-mail: ludmila.kormosova@stuba.sk

² prof. Ing. PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: (02)59274-555, e-mail: jaroslav.halvonik@stuba.sk

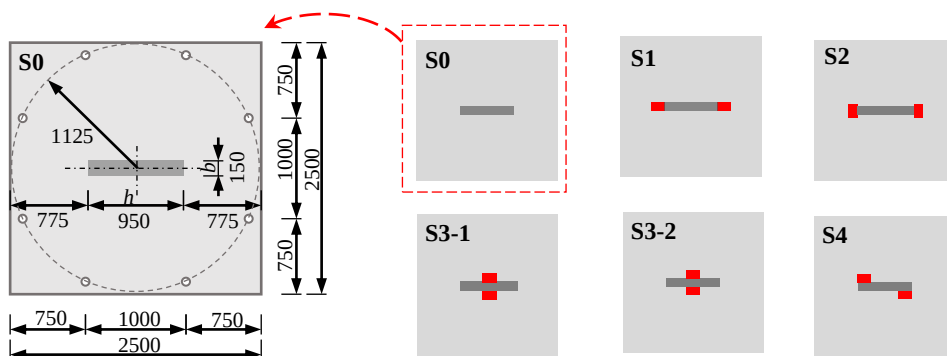
Na Obr. 1. je znázornený spôsob redukcie základného kontrolného obvodu pre Eurokód 2 (EC2) [4] a pre pripravovanú druhú generáciu Eurokódu 2 (prEC2) [5].

2 OPIS EXPERIMENTÁLNEHO PROGRAMU

Samotnému návrhu experimentu predchádzalo štúdium experimentálnych programov vo svete zameraných na problematiku pretlačenia bezprievlakových dosiek s vplyvom otvorov, ktoré sa stali základom návrhu vlastného experimentálneho programu. Príkladom je aj použitá zaťažovacia zostava, ktorej návrh vychádza čiastočne zo zostavy použitej pri experimentoch Oliveira et al. [6].

2.1. Návrh experimentu

Experimentálny program obsahuje sériu 6-tich vzoriek, pričom vzorka S0 je referenčná vzorka bez otvorov a ďalších päť vzoriek (S1, S2, S3-1, S3-2, S4) obsahuje dvojicu symetricky umiestnených otvorov s rozmermi 240 x 150 mm (Obr. 2.1). Pôdorysný tvar vzoriek má rozmery 2,5 x 2,5 m. Dosky sú podopreté obdĺžnikovým stĺpom s pomerom rozmerov prierezu $h/b = 6$. Hrúbka dosky 200 mm bola navrhnutá tak, aby sa približovala k reálnym hrúbkam lokálne podopretých stropných dosiek. Stupeň vystuženia ohybovou výstužou vo všetkých vzorkách je navrhnutý približne na ~1.25% , pričom bol dosiahnutý použitím výstuže priemeru $\phi 16/100$ pri hornom povrchu s krytím výstuže 20 mm.



Obr.2.1- Geometria experimentálnych vzoriek

2.2. Výroba experimentálnych vzoriek

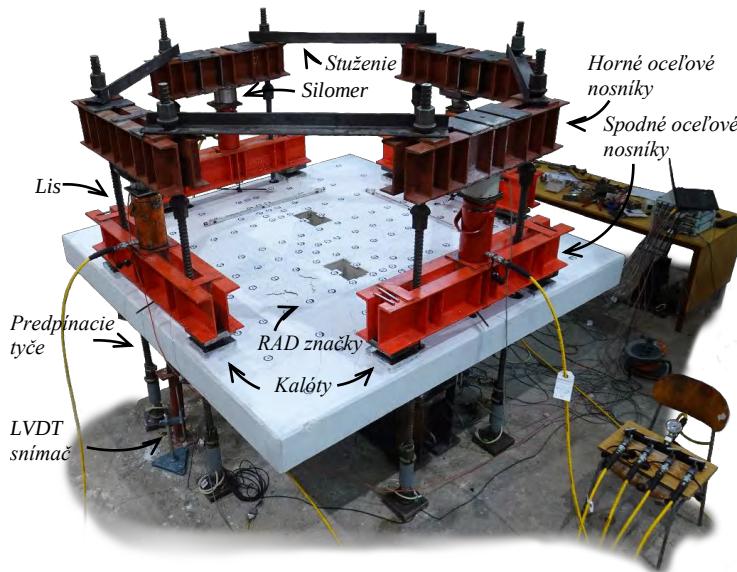
Analyzované vzorky predstavujú dosko-stenové izolované fragmenty, ktorých výroba prebiehala v závode Strabag, s.r.o. v Seredi. Spolu so vzorkami bezprievlakových fragmentov dosiek boli vyhotovené betónové kocky, valce a hranoly na určenie materiálových vlastností betónu.



Obr.2.2- Výroba vzoriek: pohľad do debnenia, vzorka po zabetónovaní, zhotovenie materiálových vzoriek

2.3. Experimentálne skúšky

Experiment bol vykonaný v Centrálnych laboratóriách SvF STU. Experimentálna zostava je zobrazená na Obr. 2.3. Zaťaženie sa vnášalo zhora na dol pomocou hydraulických lisov (4ks). Lisy boli umiestnené spoločne so silomerom medzi dve dvojice oceľových nosníkov. Po vyvinutí sily sa silomer zaprel do hornej dvojice nosníkov, ktorá bola ukotvená do podlahy 2 závitovými tyčami a spodnej dvojice nosníkov, ktorá reakciu preniesla priamo do dosky pomocou oceľových kalôt, ktoré slúžili ako klbová podpera.



Obr.2.3- Skúšobná zostava

2.4. Meracie zariadenia

Veľkosť reakcie, ktorá sa vnášala do dosky pomocou hydraulických lisov, bola zaznamenávaná štvoricou silomerov. Na meranie deformácií boli pri spodnom povrchu umiestnené LVDT (Linear Variable Diferential Transformer) snímače v kombinácii s číselníkovými odchýlkomermi a na hornom povrchu boli umiestnené RAD značky (Rigid Automatically Detecterd Coded) na vyhodnotenie premiestnení pomocou viacsnímkovej konvergentnej fotogrametrie.

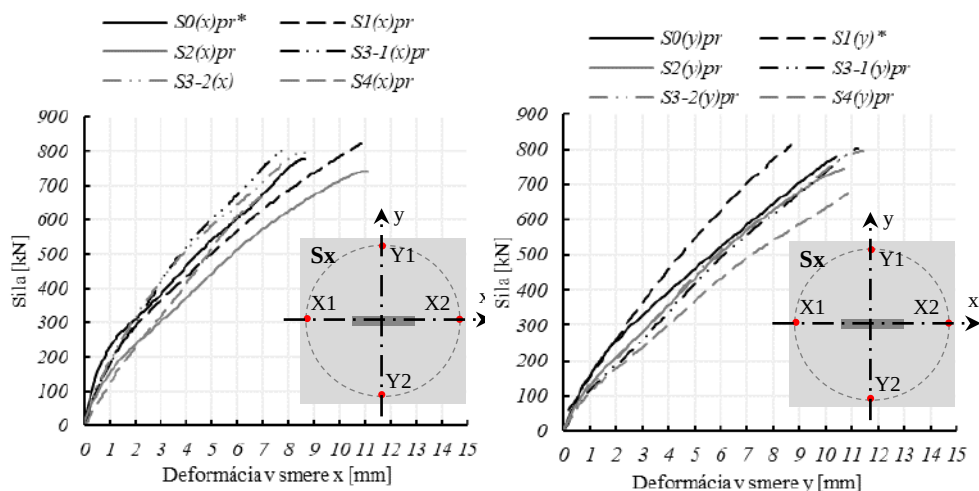
2.5. Priebeh experimentov

V prvej sérii experimentov sa odskúšali vzorky S1 a S3-1 a v druhej sérii vzorky s označením S0, S2, S3-2, S4. Každá vzorka sa zaťažovala samostatne. Zaťažovalo sa postupne po krokoch, pričom najprv sa vzorky zaťažili v prvom kroku na 20 kN a v druhom na 50 kN. Následne sa postupovalo po zaťažovacích krokoch o veľkosti 50kN a 100 kN, pričom bolo možné pozorovať rozvoj najprv radiálnych a následne tangenciálnych trhlin. Pri sile blížiaccej sa k predpokladanému zlyhaniu sa zaťažovací krok zmenšil na 25kN. Počas prvej série experimentov bolo možné pozorovať natočenie vzoriek z dôvodu zníženej stability v smere menšej tuhosti stĺpa, tento problém sa následne pri výrobe druhej série vzoriek eliminoval zväčšením plochy fragmentu stĺpa v smere y v kontaktnej časti s podložkou (táto stabilizácia nezasahuje do dosko-stenového spojenia a preto nemá žiaden

vplyv na vyhodnocovanie šmykovej odolnosti dosky). Po každom zaťažovacom kroku sa odčítali hodnoty meracích zariadení a zaznamenali sa snímky potrebné na vyhodnotenie premiestnení pomocou fotogrametrie a to pomocou snímania fotoaparátom umiestneného na ramene nad skúšanou vzorkou. Všetky skúšané fragmenty lokálne podopretých dosiek zlyhali na pretlačenie.

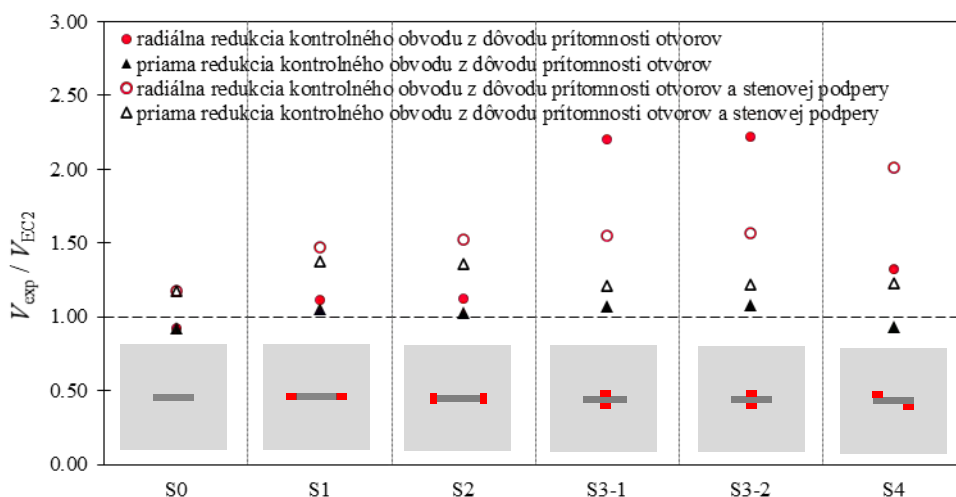
3 VÝSLEDKY

V rámci príspevku je vyhodnotený maximálny priehyb pri dolnom povrchu nameraný LVDT snímačmi. Maximálna deformácia sa merala v bodoch X1, X2 v smere x a v bodoch Y1, Y2 v smere y . Na grafoch zobrazených na Obr.3.1 sú porovnané priemerné hodnoty deformácií v smere x a smere y s označením $S_x(x)_{pr}$. Pri vzorke s označením S3-2 v deformácii v smere x ($S3-2(x)$) a vzorke S1 pri deformácii v smere y ($S1(y)$) z dôvodu chybného merania jedného z dvojice snímačov, nebolo možné vyhodnotiť priemernú hodnotu (pr) a deformácie na Obr. 3.1 sú preto uvedené len z jedného snímača. V experimentálnych doskách s označením $S0(x)_{pr}^*$ a $S1(y)^*$ sú uvedené orientačné hodnoty nakoľko namerané hodnoty nebolo možné očistiť od dodatočného natočenia dosky.



Obr.3.1- Namerané deformácie krátko pred zlyhaním dosky

Šmykové odolnosti skúšaných experimentálnych vzoriek V_{exp} sa porovnávali s vypočítanými odolnosťami získanými z používaných modelov na predikciu šmykovej odolnosti proti pretlačeniu. Pomer V_{exp}/V_{EC2} je zobrazený na Obr. 3.2. Šmyková odolnosť V_{EC2} je vypočítaná na základe vzťahov pre súčasne používaný model EC2. V modeli EC2 sa prítomnosť otvorov zohľadňuje radiálnou redukciou dĺžky kontrolného obvodu u_1 , vid' Obr. 1.1 a). Alternatívne riešenie redukcie u_1 zahrnuté v grafe na obr. 3.2 vychádza z priamej metódy redukcie u_1 , kde sa redukuje časť u_1 ohraničená rovnobežnými čiarami s okrajmi otvorov. Vplyv podopretia výrazne obdĺžnikovým (stenovým) stĺpom možno zohľadniť skrátením dĺžky kontrolného obvodu, kde sa predpokladá s účinnosťou len časti stĺpa do vzdialenosti $1,5d$ od okraja stĺpa.



Obr.3.2 - Závislosť medzi $V_{\text{exp}}/V_{\text{EC2}}$

Za bezpečný môžeme považovať model, ak $V_{\text{exp}}/V_{\text{EC2}} \geq 1,0$. Zároveň za hospodárny návrh môžeme považovať model, ktorého výsledky sú konzistentné pri väčšine rôznych polôh a orientácie otvorov a zároveň pomer $V_{\text{exp}}/V_{\text{EC2}} \rightarrow 1,0$. Súčasne používaný model EC2, ktorý odporúča skrátenie u_1 radiálnou metódou a zároveň zohľadňuje vplyv výrazne obdĺžnikového stĺpa sa javí ako najviac konzervatívny a najmenej konzistentný. Najpresnejšie výsledky získané výpočtom z modelu EC2 v porovnaní s experimentálnym programom boli dosiahnuté použitím priamej metódy na redukciu dĺžky kontrolného obvodu z dôsledku prítomnosti otvorov v blízkosti podpory.

4 ZÁVER

Výsledky experimentov ukazujú, že otvory daných rozmerov na koncoch stenovej podpory nespôsobujú tak významne zníženie odolnosti proti pretlačeniu ako predpokladá model redukcie dĺžky kontrolného obvodu pre stenové podpory. Súčasne používaný návrhový model EC2 založený na skrátení dĺžky kontrolného obvodu radiálnou projekciou otvoru významne podhodnocuje odolnosť proti pretlačeniu, ak je otvor na okraji podpory. Na druhú stranu použitie priamej metódy na redukcie dĺžky kontrolného obvodu dosahuje najkonzumnejšie výsledky.

PodĎakovanie

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

Literatúra

- [1] Teng S., Cheong H. K., Kuang K. L. - *Punching Shear Strength of Slabs with Openings and Supported on Rectangular Columns*. ACI Structural Journal, V. 101, No. 5, Sept.-Oct., (2004), pp. 678-687.

- [2] Borges L. L. J., Melo G. S. and Gomes R. B. - *Punching shear of reinforced concrete flat plates with openings*. ACI Structural Journal, 2013, Vol. 110, No. 4, pp. 547-556
- [3] Aguiar A., Oliveira D., Reis L., Nzambi A. - *Punching shear strength of waffle flat slabs with opening adjacent to elongated columns*. Engineering Structures, Volume 243, 2021, 112641, ISSN 0141-0296
- [4] EN 1992-1-1: Eurocode 2 - Design of Concrete Structures, Part 1-1 General Rules and Rules for Buildings, CEN/CENELEC, TC250, 2004.
- [5] CEN/TC250/SC2/N 1874 Eurocode 2: Design of Concrete Structures (2021) - Part 1-1: General rules for buildings, bridges and civil engineering structures, latest draft prEN 1992-1-1:2021-01.
- [6] Oliveira D.C., Gomes R., Melo G. - *Punching shear in reinforced concrete flat slabs with hole adjacent to the column and moment transfer*. In Revista IBRACON de Estruturas e Materiais 2014. Vol. 7, no. 3, pp. 414–467.

Sekcia B2

DIAGNOSTIKA, MONITORING

MONITOROVANIE NOVÝCH ŽELEZNIČNÝCH MOSTOV NA ÚSEKU PÚCHOV – POVAŽSKÁ BYSTRICA

Peter Blažek¹

ABSTRAKT

Sledovanie správania sa stavebnej konštrukcie – monitorovanie nás informuje o aktuálnom stave sledovanej veličiny v danej časti konštrukcie. Už počas výstavby diela môže dochádzať k neočakávaným odchýlkam od projektovaného stavu, v tom čase je ľahšie riešiť problém, ako keď sa konštrukcia uvedie do prevádzky. V nasledujúcom príspevku sú uvedené niektoré výsledky z monitorovania nosných konštrukcií predpätých železničných mostných objektov SO 44.33.18 (päťpoľový komorový most cez rieku Váh) a SO 44.33.21.1 (dvanásťpoľová komorová estakáda cez Nosickú priehradu). Počas výstavby objektov bol monitoring zameraný na sledovanie napätosti v betóne pomocou strunových tenzometrov a na meranie sily v predpínacích kábloch pomocou elastomagnetických snímačov. Následne bol sprevádzkovaný monitoring posunu ložísk a mostných záverov, priehyb mostných polí, sledovanie vlastných frekvencií mostnej konštrukcie. Od realizácie zaťažovacích skúšok daných mostov je monitorovanie nosných konštrukcií zabezpečené automatizovaným monitorovacím systémom s diaľkovým prenosom dát.

1 ÚVOD



Obr. 1 EM snímač na voľnom kábli



Obr.2 EM snímače na jednotlivých lanách

Pre monitorovanie konštrukcie je dôležité osadenie správneho typu snímača na správne miesto. Pri mostoch SO 44.33.18 a SO 44.33.21.1 bol monitoring sústredený na nosnú konštrukciu. V procese výstavby nosnej konštrukcie (NK) bola sledovaná napätosť v kábloch a v betóne, následne boli osadzované ďalšie snímače pre sledovanie posunov, priehybov, vlastných frekvencií a teploty.

¹ Ing. PhD., INSET,s.r.o. e-mail: peter.blazek@inset.com, Bytčická 72, 01001 Žilina

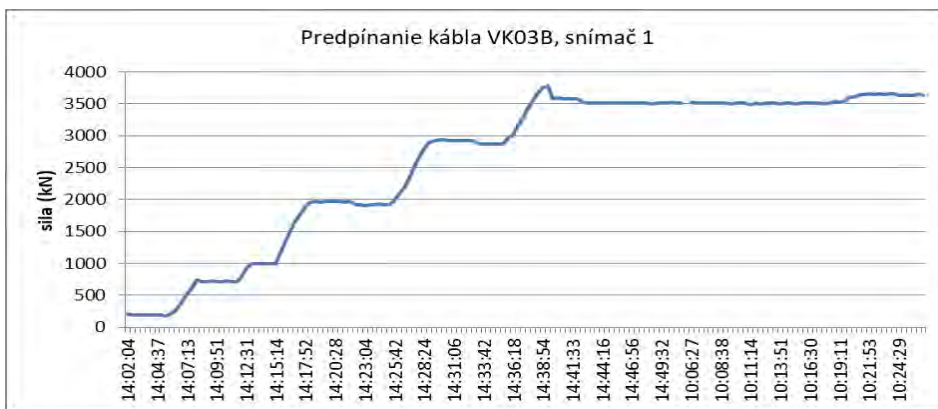
2 MONITORING POČAS VÝSTAVBY

Pre meranie napätosti v predpínacích kábloch boli použité elastomagnetické (EM) snímače Dynamag®. Ide o bezkontaktný magnetoelastický dynamometer, primárne určený pre meranie mechanických napätí síl v nízkouhlíkatých oceliach, používaných ako nosné prvky predpätých železobetónových konštrukcií. Prístroj využíva k svojej činnosti magnetoelastický jav, t.j. zmenu magnetických vlastností feromagnetického materiálu v dôsledku naň pôsobiacej sily. Meranie sa realizuje pomocou magnetoelastického snímača v tvare dutého valca, cez ktorý prechádza meraný feromagnetický materiál. Vlastný snímač tvoria primárne (magnetizujúce) a sekundárne (snímacie) vinutia, uložené v ochrannom kryte.

Snímač nie je v mechanickom kontakte s meraným prvkom, nemožno ho preto preťažiť, je odolný proti vode a mechanickému poškodeniu, jeho vlastnosti sa s časom nemenia a má prakticky neohraničenú životnosť. V každom snímači je zabudovaný senzor teploty.

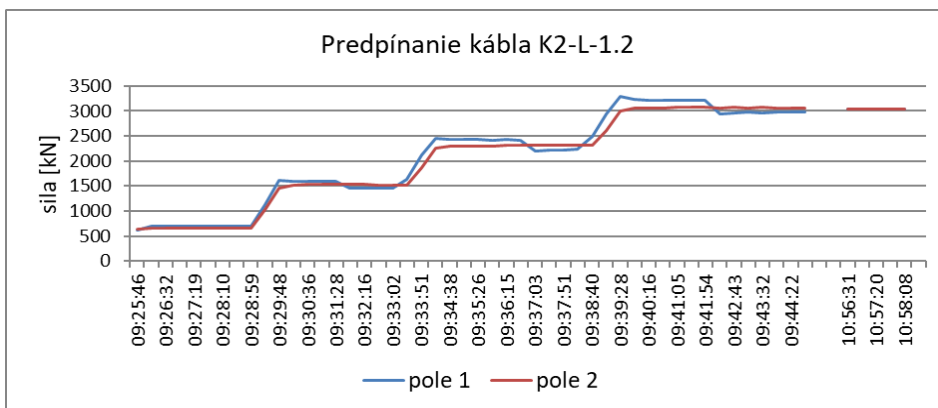
Týmto typom snímača je možné merať napätosť nielen pod kotevnou hlavou, ale v ľubovoľnom mieste po celej dĺžke kábla. Možno sledovať celý kábel ako celok (obr. 1) alebo jednotlivé laná v kábli separátne (obr. 2). Veľkosť snímača je flexibilná a prispôsobí sa monitorovanému prvku. Každý snímač má svoj jedinečný ID kód, preto nemôže dôjsť k zámene snímačov, najmä keď sú zaliate v betóne.

Prvotné (nulté) meranie bolo realizované pri predpínaní káblov, kedy je zaznamenaný celý predpínací proces (obr. 3). Z časového záznamu možno sledovať počet predpínacích krokov, prekotovanie, maximálnu skúšobnú silu, silu po zakotvení, dopínanie z druhej strany kábla. Pri použití viacerých snímačov možno vyčíslieť stratu trením vplyvom typu použitej chráničky a geometrie kábla (obr. 4).



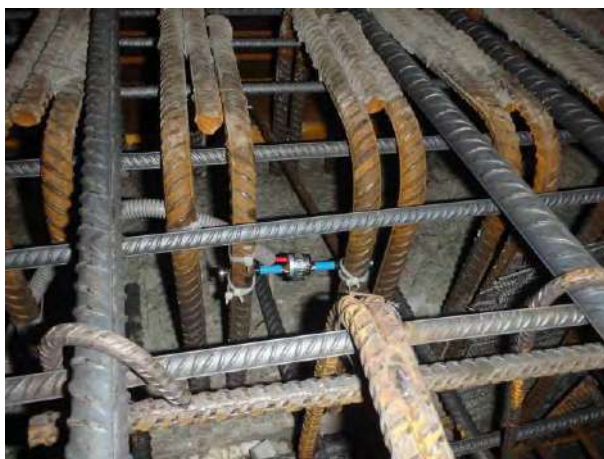
Obr. 3 Časový záznam z predpínania voľného kábla, SO 44.3.18

Počas výstavby bolo vykonaných niekoľko meraní, následne počas statickej zaťažovacej skúšky bol spustené kontinuálne napätosti v kábloch.



Obr. 4 Časový záznam z predpínania konzolového kábla, SO 44.3.21.1

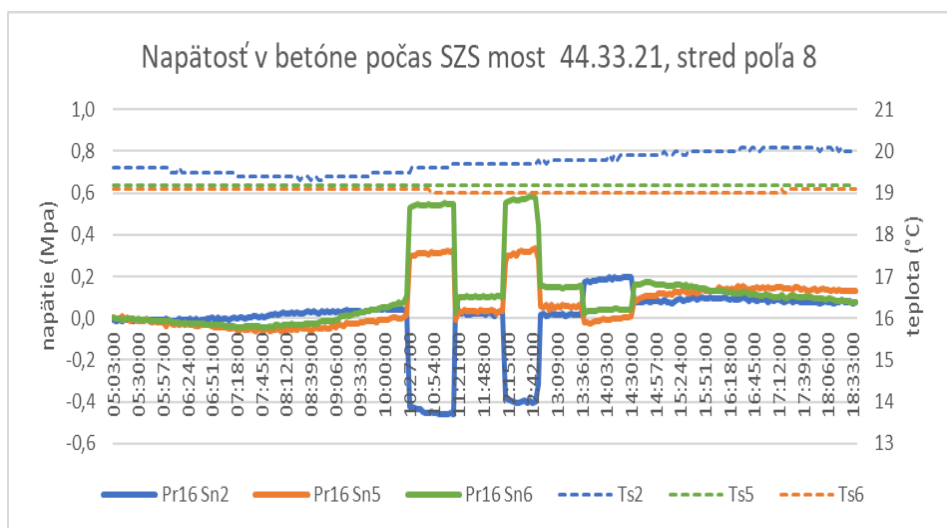
Pre meranie napätosti v betóne boli použité strunové tenzometre Geokon 4200. Snímače sú inštalované na betonársku výstuž v mieste, kde bude možné dlhodobo sledovať napätosť v betóne – obr. 5. Kabeláž od snímačov je zvedená do komory mosta.



Obr. 5 Inštalácia strunového tenzometra

Nulté meranie napätosti v betóne bolo realizované po betonáži. V procese výstavby bolo realizovaných niekoľko jednorazových meraní. Počas statickej zaťažovacej skúšky bolo vo vybraných rezoch realizované kontinuálne meranie napätosti v trojminútovom intervale. Na obr. 6 je zobrazený časový záznam z merania relatívnej zmeny napätosti. Pokles napätia v grafe (záporné hodnoty) predstavuje nárast tlakového napätia v betóne, nárast napätia v grafe (kladné hodnoty) predstavuje pokles tlakového napätia.

Po zhotovení nosnej konštrukcie boli osadené ostatné snímače pre sledovanie posunu ložísk a mostných záverov, priehyb (pootočenie) vo zvislom smere vybraných polí, teplotné čidlá a trojosé snímače rýchlosti kmitania. Tieto snímače sú prístupné, podliehajú pravidelnej kontrole, údržbe a kalibrácii.



Obr. 6 Zmena napätosti v betóne počas SZS mosta

3 AUTOMATIZÁCIA MONITOROVACIEHO SYSTÉMU

Ďalšia fáza monitorovania je automatizované kontinuálne sledovanie nosnej konštrukcie mostného objektu. Meranie bolo spustené pred realizáciou zaťažovacích skúšok objektov a naďalej je spustené počas prevádzky. Monitorovací systém zabezpečí meranie, zber a vyhodnocovanie dát plne automatizovane s diaľkovým prenosom meraní. Napájanie systému je zabezpečené z elektrickej siete v komore mosta.

Všetky káble od snímačov sú predĺžené a pomocou plastových káblových žľabov zvedené do zberných miest - skriň (obr. 7). V zberných skriniach je PC zostava, do ktorej sú pripojené káble od snímačov. V moste 44.22.18 je 5 zberných miest a v moste 44.33.21.1 je 7 zberných miest. Pre diaľkový prenos dát sú na podperách mostov osadené antény a modemy. Pomocou GSM siete sú dáta odosielané na server k zobrazovaniu nameraných hodnôt. Kontrola a ovládanie merania je riadené na diaľku. Dáta z merania je možné exportovať a vykonať podrobnú analýzu.



Obr. 7 Kabeláž od snímačov zvedená do meracích skriň a zapojená do PC zostavy

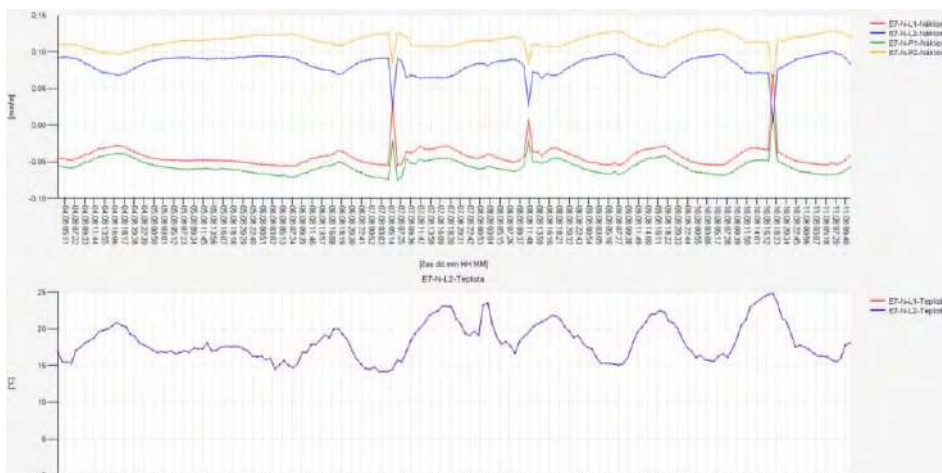
Do ukončenia diela boli dáta z monitoringu zasielané do monitorovacieho systému SAHURE, ktorý vytvorila a spravuje spoločnosť INSET s.r.o. Oprávnené osoby mali zriadený prístup do tohto systému, kde mali k dispozícii všetky namerané dáta.

Na obr. 8 je ukážka 8-dňového merania pootočeného poľa 7 v moste SO 44.33.21.1. Pootočenie (priehyb) možno sledovať na dennej báze, ktoré je závislé od zmeny teploty. Lokálne náhle zmeny priehybu sú spôsobené prejazdmi vlakov v zmysle znamienkovej dohody. Tento jav je zaznamenaný aj čidlami pre sledovanie napätosti v NK.

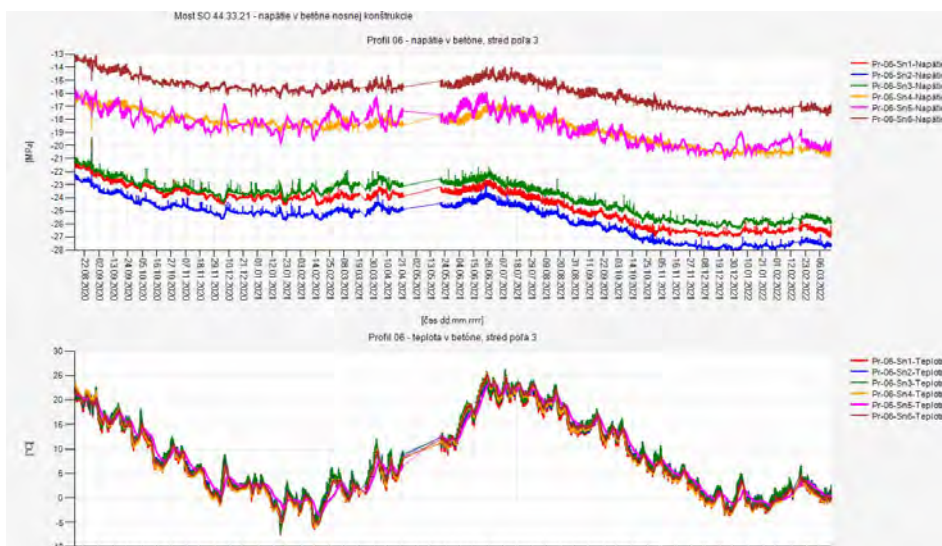
Na obr. 9 je časový záznam z merania napätosti a teploty v betóne. Napätosť v plnej miere rešpektuje priebeh teploty, to znamená, že napätosť v betóne je závislá od teploty. V danom prípade vidieť, že napätosť z dlhodobého hľadiska vykazuje klesajúci trend, to znamená, že v danom profile narastá tlakové napätie.

Vzhľadom k tomu, že v mostoch sú snímače rôzneho typu a charakteru, tak v prípade neočakávaného správania sa konštrukcie je možné tento jav overiť na viacerých typoch čidiel.

Časový interval merania je možné ľubovoľne meniť.



Obr. 8 Časový záznam merania pootočeného poľa a teploty v komore



Obr. 9 Časový záznam merania napätosti a teploty v betóne

4 ZÁVER

Monitorovaním konštrukcie, či už počas výstavby alebo počas prevádzky, môžeme včas identifikovať skrytý problém v konštrukcii. V súčasnosti je na predmetných mostoch spustený kontinuálny monitoring viac ako 1,5 roka. Z toho dôvodu je možné sledovať vplyv zmeny teploty a samotné zmeny sledovaných veličín. Z doterajšieho sledovania konštrukcií vidieť, že zmena sledovaných parametrov je vo veľkej miere spôsobená zmenou teploty a to na kvartálnej až ročnej báze, čo je pozitívna skutočnosť.

MONITOROVANIE BETÓNOVÝCH MOSTOV

Ján Kucharík¹

ABSTRAKT

Monitorovanie mostov v našich podmienkach zahŕňa dlhodobé merania vybraných časovo premenlivých vlastností. V zahraničí sa v posledných desaťročiach zaviedol pojem structure health monitoring a patrí sem získavanie a zhromažďovanie komplexných informácií o stave prevádzkovej konštrukcie. V príspevku je porovnávaný vývoj ale najmä súčasná úroveň monitorovania doma i vo svete, ktorá je charakterizovaná využívaním nových technológií a automatizáciou monitorovacích postupov.

1 ÚVOD

Pojem monitorovanie mostov sa začal u nás širšie používať v tomto storočí ako modernejší ekvivalent pre dlhodobé sledovanie mostov. V zahraničí sa bežne používa pojem monitoring pre systém nedeštruktívnych meraní rôzneho charakteru, ktoré sa vyznačujú opakovaním alebo kontinuálnym priebehom za účelom identifikácie zmien, ktoré môžu viesť k zhoršeniu stavebno-technického stavu s následným znížením zaťažiteľnosti, jazdného komfortu, životnosti a v extrémnych prípadoch k havárii objektu.

Po havárii mosta v Janove sa u nás objavil zámer, zaviesť monitoring na vybraných objektoch s tým, že automaticky sa budú sledovať a vyhodnocovať parametre alebo výskyt stav ohrozujúcich javov. Zároveň prekročenie nastavených limitných hodnôt automaticky zastaví premávku na mostom objekte a predíde sa tým k hroziacej tragédii. Ukázalo sa, že na hromadné zavedenie monitorovania nie sme dostatočne pripravení.

2 KRÁTKA HISTÓRIA MONITOROVANIA MOSTOV

Monitorovanie betónových mostov sa spája so začiatkom využívania tohto stavebného materiálu. Na pozorovanie zmien geometrie objektov sa používali dostupné geodetické metódy. Rozvoj metód monitorovania nastal v 20. storočí. Charakteristické pre monitorovacie techniky bolo, že sa používali v tomto čase výlučne mechanické meradlá, pri ktorých bolo nutné odčítat' merané veličiny vizuálne a namerané hodnoty písomne zaznamenať. Okrem geodetických metód sa na dlhodobé meranie posunov používali tzv. indikátorové hodinky a príložné deformometre, známe z experimentálnych testov prvkov a vyvinuli sa mnohé špeciálne prípravky ako mechanické tenzometre (obr.1), kyvadlové sklonometry a ďalšie. Pre povojnové obdobie bolo charakteristické využívanie aj snímačov na báze elektro-fyzikálnych metód ako boli odporové a strunové tenzometre na meranie pomerných deformácií, elektrické teplomery na mapovanie teplotných polí, induktívne snímače posunu, elektrické sklonometry a ďalšie.



Obr.1 Mechanický tenzometer

¹ Ing., CSc., VUIS Mosty s.r.o., Gogoľova 18, 85101 Bratislava, tel.: (02) 903 752 596, e-mail: kucharik@vuismosty.sk

V oblasti monitorovania betónových mostov malo v bývalom Československu dominantné postavenie oddelenie Mosty vo Výskumnom ústave inžinierskych stavieb, vedené prof. Jávorum. Zameralo sa na dlhodobé sledovanie novo vyvíjaných technológií ako boli montované prefabrikované segmentové mosty, mosty z prefabrikovaných vopred predpätých nosníkov a ďalšie. Ako monitorovacie metódy boli preferované geodetické merania priehybov pomocou veľmi presnej nivelácie a merania pomerných deformácií. Merania boli náročné, namerané údaje sa zapisovali ručne. Na meranie pomerných deformácií sa používali objemné aparatúry. Ešte náročnejšie bolo spracovanie nameraných hodnôt a ich konfrontácia s hodnotami získanými teoretickými analýzami. Používané metódy statickej analýzy boli orientované na výpočet stavu napätosti v jednotlivých fázach výstavby a následnej prevádzky. Konfrontácia nameraných a vypočítaných hodnôt bola možná iba cez transformáciu nameraných hodnôt pomerných deformácií na napätia. To bola pomerne zložitá úloha najmä v prípade predpätých betónových konštrukcií. Aspoň trochu spoľahlivá analýza vyžadovala aplikáciu reálnych parametrov ako boli modul pružnosti betónu, dotvarovanie a zmršťovanie betónu ako aj teplotné pole konštrukcie. Preto sa okrem strunových teplomerov do konštrukcie inštalovali aj teplomery a na meranie reologických vlastností betónu skúšobné trávce so zabudovanými tenzometrami, v prípade merania dotvarovania stlačené v dotvarovacích kliebkach. Ako dôležité sa ukázalo aj sledovanie zmien zaťaženia, napr. prídavné zaťaženie vyvolané interakciou konštrukcie s podloží. Seriózna analýza sa vykonávala prevažne z meraní vo fáze výstavby, v prevádzkovom štádiu bola skôr zriedkavosťou. Zvyčajne sa správcovia objektov, ktorí garanciu nad objektom prevzali, uspokojili so zhodnotením s grafickým vyhodnotením a zhodnotením priebehu prípadne trendovým smerovaním vybraných parametrov.

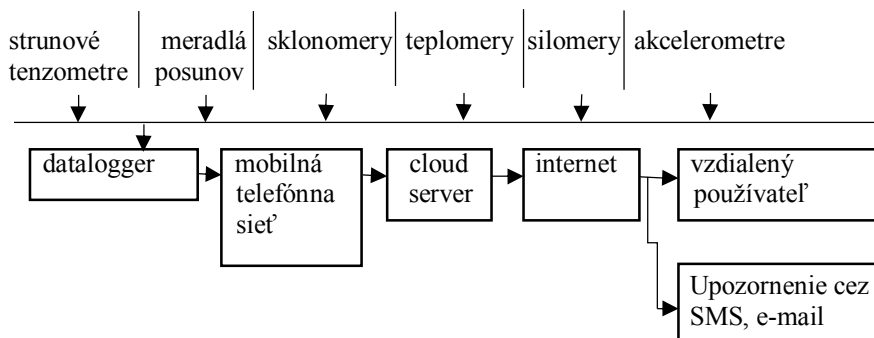
Zo strany zhotoviteľov nebolo nasadenie systému dlhodobého sledovania vždy vítané. Najmä v prípadoch, keď odhalilo nižšie vnesené hodnoty prepätia, alebo nerovnorodosť či nižšie hodnoty modulov pružnosti použitého betónu. Posledné inštalácie monitorovacích systémov sa na Slovensku realizovali v 70-tych rokoch. V 80-tych rokoch sa pokračovalo v periodických meraniach na objektoch s inštalovanými strunovými tenzometrami a začalo sa s počítačovým spracovaním výsledkov. Po zániku VÚIS sa tieto periodické merania ukončili. Na väčších mostoch sa vykonávali geodetické merania. Zhotovitelia meraní vykonávali aj grafické spracovanie výsledkov, avšak často bez hlbšej analýzy.

3 ROZVOJ MONITOROVACÍCH TECHNOLOGIÍ V POSLEDNÝCH DESAŤROČIACH

Ako v minulosti tak aj v tomto období mnohé technológie experimentálnej mechaniky sa rozvinuli najskôr v strojárstve (výroba lietadiel, turbín) a v kovových stavebných konštrukciách. Týka sa to napr. snímačov, meracích a registračných zariadení na snímanie dynamických odoziev prvkov konštrukcií a metód ako napr. metóda akustickej emisie v defektoskopii, metóda modálnej analýzy, využívaná na spresňovanie výpočtových modelov. V oblasti monitorovania betónových konštrukcií sa začali používať odporové tenzometre s vysokou stabilitou, optické snímače deformácií, tzv. inteligentné predpínacie káble so zabudovaným optickým snímačom, snímače na bezkontaktné meranie priehybov, laserové 3D skenery, termovízia, merače elektrického potenciálu a mnohé ďalšie. Všeobecnou tendenciou sa stal elektronický prenos nameraných veličín od snímača k meracej centrále a ich ukladanie do registračnej pamäti. Umožnilo to vykonávať kontinuálne merania. Na druhej strane to vyžadovalo použitie permanentných (trvale zabudovaných) meracích zariadení s pripojením na zdroj prúdu, čo predstavovalo ďalšie náklady.

Na Slovensku inštalovala spoločnosť VÚIS Mosty s.r.o (nástupca oddelenia Mosty bývalého VÚIS) monitorovací systém na diaľničných mostoch v Považskej Bystrici. Ako snímače boli použité zabudované strunové tenzometre pre meranie pomerných deformácií a snímače teplôt. Pri návrhu systému monitorovania sa úzko spolupracovalo s projektantami objektov. Monitorovanie malo dve základné fázy. Prvú predstavovala fáza výstavby. Merania sa v tejto fáze vykonávali v krátkych intervaloch. Na letmo betónovanej časti mestskej estakády sa merané hodnoty teplôt využili pri stanovení polohy debnenia. Monitorovanie v tejto fáze spolu s vykonávanými doplnkovými skúškami použitého betónu predstavovalo dôležitú súčasť kontroly kvality vykonávaných prác. V druhej fáze sa vykonávali periodické merania počas prevádzky (4x ročne) s ročným vyhodnotením výsledkov. Analýza výsledkov sa zamerala preukázanie dostatočnej tlakovej rezervy v kritických prierezoch a na porovnanie vývoja v prierezoch symetrických príp. identických z hľadiska statickej schémy. Monitoring potvrdil dobrú kondíciu sledovaných objektov ako aj dlhodobú spoľahlivosť inštalovaného systému. Okrem toho boli merania na letmo betónovanom moste cez kanál Váhu podrobené hlbšej porovnávacej analýze v dizertačnej práci Ing. Dolinajovej [3].

Ďalším výrazným progresom v rozvoji monitorovania bolo bezdrôtové riadenie a prenos nameraných dát. Súčasťou meracích ústrední boli stanice schopné na vyslaný pokyn spustiť merania a odoslať namerané údaje do prijímača, napojeného na riadiaci počítač. Počítač bol schopný samostatne merania vyhodnocovať a vyslať výstražný signál v prípade dosiahnutia limitných hodnôt. Ďalším významným krokom bolo napojenie meracích systémov na internetovú sieť. Zvýšila sa tým spoľahlivosť systému a umožnilo sa dosiahnuť plno automatizované riadenie a vyhodnocovanie nameraných údajov. Príklad takéhoto systému je na obr.2.



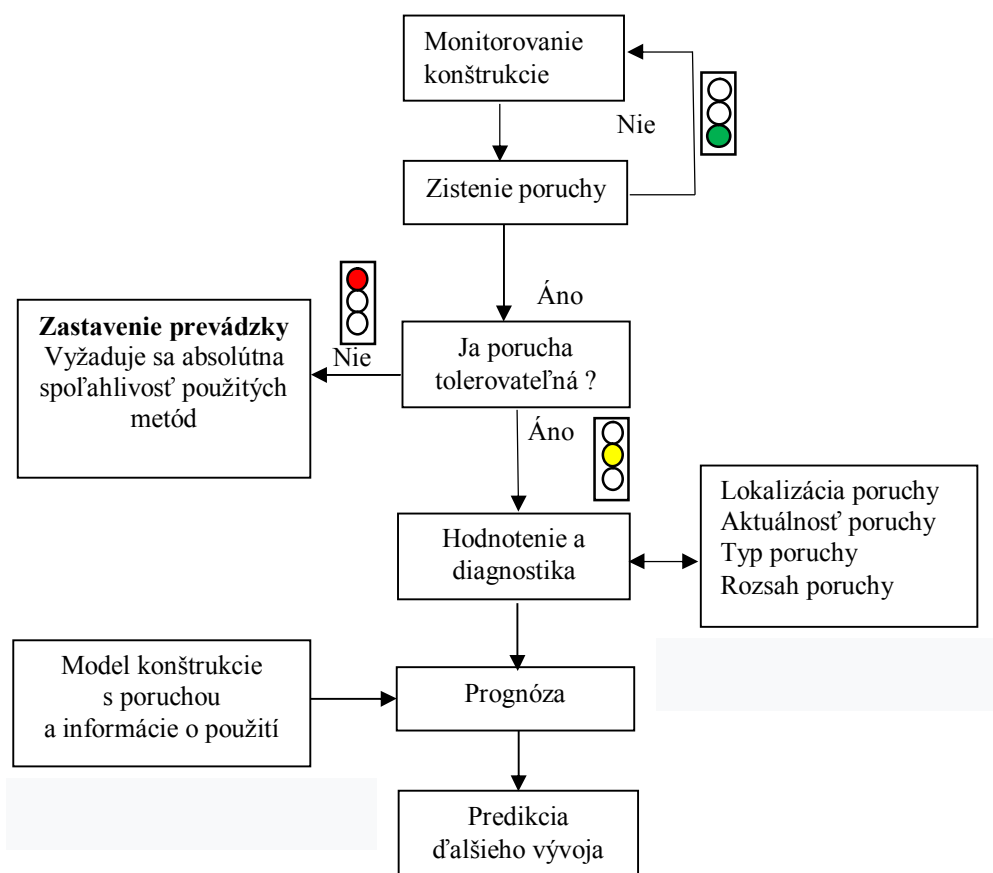
Obr.2 Monitorovací systém so zabudovaným modulom včasnej výstrahy

Zatiaľ najmodernejšie riešenia predstavujú autonómne snímače s vlastným vysielačom. Ich výhodou je, že nevyžadujú dlhé prírodné vedenia k meracej stanici, ktoré bývajú niekedy zdrojom nepresností meraní. Výrobcovia dnes ponúkajú široký sortiment snímačov, meracích aparátúr, dátových prenosových zariadení a softwarové vybavenie pre spracovanie analýzu získaných dát.

4 MONITOROVACIE SYSTÉMY SÚČASNOSTI – STRUCTURE HEALTH MONITORING

V r. 1999 sa uskutočnil prvý webinár na tému monitorovanie stavebných konštrukcií

Podľa Changa (1999) je cieľom monitorovania stavebno-technického stavu získať poznatky o integrite prevádzkovaných konštrukcií na nepretržitom základe v reálnom čase. Plánovaná údržba a periodické kontroly ponúkajú len obmedzené znalosti o stave konštrukcie. Pokrok v technológiách snímania, charakterizácia materiálových a štrukturálnych poškodení a monitorovacie diagnostické technológie umožňujú integrácia senzorov pre kontrolu v reálnom čase a detekciu poškodenia. Teda podstatou monitorovania stavebno-technického stavu konštrukcií je využitie autonómnych systémov pre nepretržité monitorovanie, kontrolu a zisťovanie poškodenia konštrukcií s minimálnou prácnosťou. Porovnanie nameraných a vypočítaných údajov za účelom vyladenia a overenia predpokladov mechanického a numerického modelu je neoddeliteľnou súčasťou akejkoľvek systémovej analýzy. Napokon, interpretované výsledky všetkých meraní by mali byť základom pre hodnotenie stavu a bezpečnosti konštrukcie. Na obr.3 je diagram systému monitorovania stavebno-technického stavu vrátane 4 štádií, v ktorých sa MSTS najčastejšie člení : detekcia, lokalizácia, závažnosť a prognóza [4] .



Obr.3 Diagram systému monitorovania stavebno-technického stavu

Z uvedených citácií zo zahraničných prameňov vyplýva, že v širšom zmysle slova sa za monitorovanie považujú všetky činnosti poskytujúce dôležité informácie o meniacom sa stave objektu (prehliadky, permanentný monitoring pomocou inštalovaných snímačov, diagnostické skúmania, zaťažovacie skúšky a pod.)

5 POŽIADAVKY NA MONITOROVACÍ SYSTÉM

Podľa našich skúseností je základným predpokladom funkčného monitorovacieho systému projekt monitorovania, ktorý je súčasťou projektovej dokumentácie stavby. Projekt by mal obsahovať najmä :

- výber sledovaných parametrov, návrh snímačov a ich lokalizáciu,
- riešenie ukladania a spracovania meraní,
- určenie kritických hodnôt sledovaných parametrov,
- návrh doplnkových skúšok a meraní.

Pre návrh vhodného systému je potrebné aby sa na ňom podieľali viaceré osoby, ktoré sú dostatočne informované o technológiách monitoringu :

- Zástupca investora a budúceho správcu, ktorý vie posúdiť dôležitosť objektu pre dopravnú sieť a riziko, ktoré predstavuje eventuálne obmedzenie, či vylúčenie premávky.
- Projektant objektu, ktorý sa priamo podieľa na výbere sledovaných parametrov, návrhu meracích bodov a stanovení limitných hodnôt sledovaných parametrov.
- Projektant monitorovacích systémov, ktorý na základe zadania investora a cenových limitov navrhne optimálny systém inštalácie snímačov, signálnych vedení, meracích aparatúr a dátových prenosov.

Pre vlastný monitoring je dôležité, aby ho vykonávala organizácia s patričnými skúsenosťami, ktorá má kapacity inžinierov meracích systémov (schopných riadiť merania a servisovať systém) a inžinierov monitoringu. Prví menovaní , spravidla inžinieri elektrotechnici riadia vlastné merania (v prípadoch keď nie sú plne automatizované) a zabezpečujú zber získaných dát a vykonávajú servis systému. Inžinieri monitoringu riadia proces , zhromažďujú dáta, vyhodnocujú ich a analyzujú výsledky jednak z hľadiska aktuálneho stavu, jednak vývoja v budúcnosti. V prípade zistení porúch alebo neštandardného chovania konštrukcie vydávajú výstrahu. Stanovujú režim fungovania mosta (podľa diagramu na obr.3):

- Zelený – bez obmedzení a prijímaných opatrení
- Žltý – s možnými čiastočnými obmedzeniami a s prijatými opatreniami
- Červený – zastavená prevádzka objektu

Pre úspešnosť monitorovania je potrebné aby bol k dispozícii “živý“ statický výpočet, ktorý má pravidelne aktualizované vstupné parametre (materiálové charakteristiky – pevnosti, moduly pružnosti, reologické vlastnosti zabudovaného betónu a výstuže), zmeny v časových reláciách jednotlivých etáp výstavby, zmeny v statickej schéme a zaťažení a pod. Na základe aktualizovaného statického výpočtu sa stanovia tzv. kritické hodnoty meraných parametrov . V prípade meraní pomerných pretvorení sa buď stanovia ich kritické hodnoty alebo sa stanovia kritické hodnoty napätí v betóne. V tomto prípade je potrebné vykonať transformáciu nameraných hodnôt pomerných deformácií na napätia.

Analýza výsledkov monitorovania nespočíva iba v posúdení priblíženia sa ku limitným hodnotám. Hodnotenie musí byť komplexné, analyzuje sa vývoj zmien parametrov v čase, porovnávajú sa hodnoty v symetrických bodoch alebo v rovnakých rezoch pri viacpoľových konštrukciách a pod.

6 ZÁVERY

Podľa dodávateľov monitorovacích systémov v zahraničí má ich použitie hlavné výhody v tom, že umožňuje stanovenie stavebno-technického stavu, naliehavosť opravy, zníženie nákladov na kontrolu, sledovanie poruchy kritického prvku, predĺženie životnosti mosta, objavenie skrytých porúch, zníženie nákladov na údržbu a zvýšenie bezpečnosti mostov. Naše skúsenosti to potvrdzujú, ale zároveň treba povedať, že ani monitorovanie nie je všemocné a potreba periodických prehliadok je stále aktuálna a vykonanie diagnostických vyšetrení s použitím deštruktívnych metód v odôvodnených prípadoch nenahradiťelné.

Vzhľadom na význam monitorovania stavebno-technického stavu mostov je vhodné, aby sa technická verejnosť (najmä investori, správcovia a projektanti mostov) viac zaujímala o tento atraktívny odbor. V angličtine je vydaných viacero titulov s komplexnými informáciami. Mnoho informácií sa dá získať aj na webových stránkach. Je potrebné, aby sa táto oblasť zapracovala aj do príslušných domácich predpisov. Technické podmienky [5] nedostatočne reflektovali na aktuálny stav odboru už v čase svojho vzniku.

Literatúra

- [1] CHANG, F.K. *“What is Structural Health Monitoring?”* Structural Health Monitoring: A Report of the First International Workshop. CRC Press, Boca Raton, FL, 1999. pp. 1062.
- [2] JÁVOR, T. – BOROVIČKA, L.: *Nové metody v navrhování a stavbě mostov*, SVTL Bratislava 1967
- [3] MORAVČÍK, M. - DOLINAJOVÁ, K. - KUCHARÍK, J.: *Some experiences from the long-term monitoring on bridges realised by free cantilever method*. The Fourth International fib Congress 2014, Mumbai, „Improving Performance of Concrete Structures“, Proceedings (Summary Papers Vol. II)
- [4] GONZÁLEZ, I.: *Study and Application of Modern Bridge Monitoring Techniques*, TRITA-BKN. Bulletin 110, 2011
- [5] TP076 *Monitorovanie cestných mostov*, MDVRR SR, 2013

POZNATKY Z HLAVNÝCH PREHLIADOK LÁVOK PRE PEŠÍCH V PREŠOVE

Jakub Gašpárek¹ – Peter Paulík² – Peter Havlíček³

ABSTRAKT

Údržba a prehliadky mostov sú často zanedbávanou súčasťou nevyhnutnej technickej starostlivosti o mosty. Jedným z faktorov môžu byť poddimenzované finančné prostriedky potrebné na ich údržbu a opravy, ktoré majú často v správe priamo mestá alebo obce, ktoré musia hospodáriť s určitým množstvom financií. Najväčším problémom sa však javí podceňovanie dôležitosti prehliadok mostov. Prevencia vo forme pravidelných prehliadok dokáže včas odhaliť problémy s nosnou konštrukciou, či už spôsobené výrobnými vadami alebo meniacimi sa vonkajšími podmienkami, ale zároveň je možné prioritizovať a efektívne vynakladať financie na opravy. Poznatky získané počas prehliadok sú taktiež neoceniteľnou súčasťou návrhového procesu nových mostov ako aj poučením ako vykonávať efektívne ich údržbu.

1 ÚVOD

Všeobecne známy fakt zhoršujúceho sa stavebno-technického stavu mostných konštrukcií na Slovensku je platný nie len pre cestné mosty ale aj pre lávky pre peších. Rovnako ako pri cestných mostoch je potrebné hlavné prehliadky realizovať aj v prípade lávok pre peších s pravidelnosťou minimálne raz za 4 roky. Akékoľvek zanedbanie údržby, prehliadok mostných konštrukcií alebo lávok pre peších bude vždy viesť na skrátenie ich životnosti. V závislosti od typu nosnej konštrukcie je potrebné počas prehliadok sledovať určité jej prejavy, ktoré dopredu indikujú nejaký druh problému. Neriešený problém s nosnou konštrukciou dokáže prerásť do neopraviteľného poškodenia a obrovským problémom a komplikáciám, nakoľko mostné konštrukcie predstavujú podstatnú časť majetku či už samospráv alebo miest. Zároveň sú dôležitou súčasťou infraštruktúry a ich znefunkčnenie predstavuje komplikáciu pre obyvateľstvo a ekonomiku krajiny.

Konštrukčné riešenie lávok pre peších nachádzajúcich sa v správe mesta Prešov je veľmi rozmanité od prefabrikovaných atypických nosníkov, dodatočne spínaných segmentov, predpätých strešných panelov, používaných v pozemnom staviteľstve, až po kombinované oceľové a oceľo-betónové lávky s monolitickými doskami a rímsami. Hlavné prehliadky boli vykonané v prvej polovici roka 2021 firmou ProPonti s.r.o., v spolupráci s katedrou betónových konštrukcií a mostov (KBKM) STU Bratislava. Príspevok sumarizuje najzávažnejšie poruchy na vybratých konštrukciách a poskytuje poznatky získané počas prehliadok.

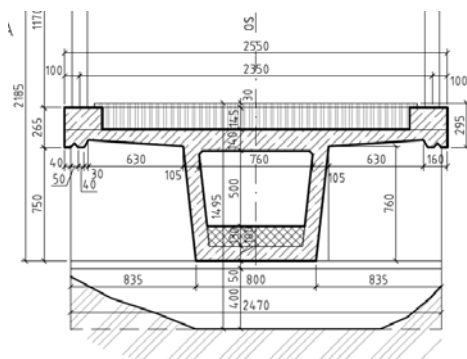
¹ Ing., STU Stavebná fakulta, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: +421 910 325 528, jakub.gasperek@stuba.sk

² Doc., Ing., PhD., STU Stavebná fakulta, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: +421 903 585 663, peter.paulik@stuba.sk

³ Ing., PhD., ProPonti s.r.o., Pomlejská 1759/60A, 931 01 Šamorín, tel.: +421 911 932 042, proponti@proponti.sk

2 ZHODNOTENIE PORÚCH LÁVOK PRE PEŠÍCH

2.1 Segmentová lávka pri Prešovskej univerzite



Obr. 1: Schematický priečný rez konštrukciou.

Konštrukcia lávky pozostáva z betónových segmentov zopnutých predpínacími lanami vedenými v komore, pri spodnej doske zaliatými dodatočnou cementovou zálievkou (obr. 1). Na prvý pohľad konštrukcia vykazovala nadmerný priehyb pozorovateľný ako na spodnej hrane mostovky, tak aj na zábradlí. Po bližšom prešetrení konštrukcie bolo zistené, že došlo ku roztvoreniu škár (10 - 15 mm) medzi segmentmi v strede rozpätia, čo indikuje problémy s predpätím (obr. 2). Po odbúrání montážnych otvorov v oblasti krajných opôr bolo zistené, že vplyvom veľmi vysokej vlhkosti a zmrazovacích cyklov došlo k úplnej deštrukcii zálievkovej malty.



Obr. 2: Roztvorenie škár medzi segmentmi v strede poľa.



Obr. 3: Korodujúce predpínacie lano.

Cementová malta, pôvodne chrániaca predpínacie laná, je popraskaná, skarbonatizovaná (in-situ test na úlomkoch 1,0 % roztokom fenolftaleínu) a neplní svoju funkciu. V komore stojí voda, ktorá do nej môže tiecť cez montážne otvory, pravdepodobne aj počas vysokých povodňových stavov a nemá ako vytiecť. Predpínacia výstuž vplyvom rozmrzutej zálievkovej malty lokálne úplne skorodovala. Keďže sa jedná o podstatný nosný element konštrukcie únosnosť lávky sa výrazne znižuje čo indikuje aj na prvý pohľad viditeľný priehyb od vlastnej tiaže segmentov. Roztvorené škáry medzi segmentmi ďalej akcelerujú koróziu predpínacích lán. Z vyššie popísaného dôvodu bola lávka okamžite uzatvorená.

2.2 Lávky ponad železničnou traťou v smere Rusínska – Lesík delostrelcov

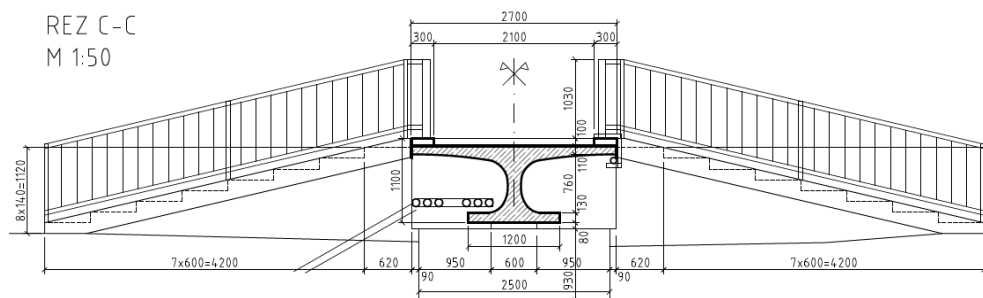
Nosná konštrukcia oboch lávok pozostáva z dvoch spínaných prefabrikovaných nosníkov I-73 dĺžky 30 m, ktorých spodné a horné pásnice nie sú prebetónované. Okrem zníženého spolupôsobenia nosníkov, obmedzeného v rámci tenkej nadbetónovanej dosky, dochádza ku korózii strmeňov trčiacich z nosníkov, ktoré slúžili na previazanie výstuže prefabrikátu a dobetónávky medzi nosníkmi. Na stenách prefabrikátov oboch lávok sú viditeľné trhliny kopírujúce káblové kanáliky. Po odstránení poškodenej krycej vrstvy betónu bola objavená nezainjektovaná predpínacia výstuž v pokročilom štádiu korózie (obr. 4). Existuje vysoká pravdepodobnosť, že do nezainjektovaných kanálikov presakuje voda, ktorá v zimných mesiacoch zamrzá a v úzkom priestore kanálika spôsobuje expanziu prejavujúcu sa trhlínami kopírujúcimi káblový kanálik. Daný fakt indikuje problém s hydroizoláciou nadbetónávky. Prenikajúca voda transportuje v zimných mesiacoch chloridy z posypových solí pozdĺž celého káblového kanálika. Okrem solí použitých na údržbu lávky dochádza ku kontaminácii betónu nosníkov aj vodným sprejom z príľahlého frekventovane používaného cestného mosta. V prípade oboch lávok boli povolené hodnoty obsahu chloridov v betóne pre predpäté konštrukcie niekoľkonásobne prekročené. Vzorky betónov boli odobraté bezprostredne v blízkosti káblových kanálikov. Preniknuté chloridy účinkujú ako korozívny katalizátor o to rýchlejšie v dôsledku chýbajúcej difúznej ochrany v okolí predpínacieho lana, ktorým obvykle býva vysoko zásaditá injektážna hmota. Predpokladá sa, že väčšina káblových kanálikov nie je zainjektovaná, prípadne je injektovaná nekvalitnou injektážnou zmesou, čo výrazne zvyšuje riziko korózie predpínacej výstuže, ktorá spína jednotlivé časti prefabrikátov dohromady a tým zvyšuje pravdepodobnosť možného náhleho kolapsu konštrukcie. Z titulu pokročilej korózie odkrytých predpínacích lán boli obe lávky okamžite uzatvorené a bude potrebné ich asanovať, nakoľko predstavujú riziko pre vlakovú dopravu vedúcu pod lávkami.



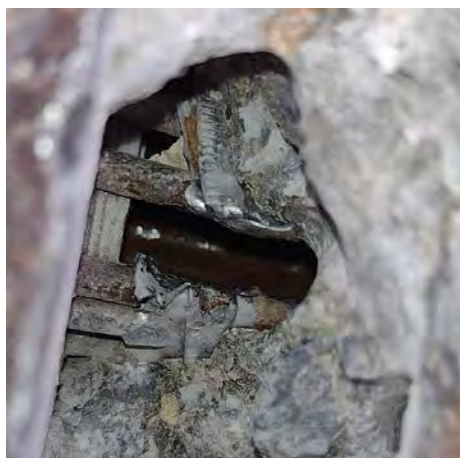
Obr. 4: Nezainjektované káblové kanáliky s korodujúcou predpínacou výstužou.

2.3 Lávka cez rieku Torysa na ulici Mukačevská

Mostovka trojpoľovej, betónovej lávky z atypického, predpätého, spínaného, prefabrikátu celkovej dĺžky 39,25 m a výšky 1,0 m vykazuje nadmerné trhliny šírky 2 mm v miestach pracovných škár, asi 3,0 m od pilierov. V škárach sú viditeľné kotvy predpínacej výstuže a zakotvené predpínacie láná, ktoré sú nedostatočne zainjektované a povrchovo korodujú (obr. 5). Mostovka však nevykazuje nadmerné priehyby. Prístupové rampy so schodiskami sú rozpadnuté a ich výstuž masívne koroduje, kvôli nedostatočnému krytiu, pravdepodobne aj v dôsledku výrobných chýb. Opory rovnako ako prístupové rampy vykazujú rozpad betónu a koróziu ocelevej výstuže z dôvodu ich zatekania. Ložiská na oporách sú výrazne skorodované. Z dôvodu nezainjektovaných predpínacích lán a havarijného stavu prístupových schodísk bola lávka uzavretá pre verejnosť.



Obr. 5: Schematický priečny rez pri opore.



Obr. 6: Nezainjektované predpínacie laná v spodnej doske prefabrikátu; v ľavo miesto kotvenia, v pravo približne 0,5 m za kotvou.

Odobraté vzorky betónov z ríms, pod asfaltom a zo spodnej dosky nepotvrdili nadmerný výskyt chloridov v betóne, pravdepodobne z dôvodu nižšej intenzity zimnej údržby. Predpínacie laná z daného dôvodu korodujú výrazne pomalšie aj napriek faktu, že nie sú zainjektované (obr. 6). Nízka kontaminácia betónu chloridmi vytvára dobré predpoklady pre rekonštrukciu a ďalšie fungovanie lávky. Dnes už je lávka zrekonštruovaná a zosilnená voľne vedeným vonkajším predpäťm.

3 ZÁVER

Na základe vykonaných hlavných prehliadok v meste Prešov, kde bolo prezretých cez 30 mostov a lávok pre peších možno zhrnúť poznatky a konštatovať nasledovné závery:

- väčšina objavených primárnych ako aj sekundárnych porúch je prejavom zanedbanej údržby, ktorá nebola efektívne realizovaná z titulu absentujúcich prehliadok konštrukcií;
- väčšina primárnych porúch na prezretých mostoch a lávkach pre peších mohla byť odstránená včasným zásahom do konštrukcie;
- v prípade dodatočne predpätých nosníkov prierezu I sú sekundárnym prejavom nezainjektovanej, korodujúcej predpínacej výstuže trhliny v stenách nosníkov kopírujúce priame, alebo polygonálne káble predpínacej výstuže;
- sekundárny prejav môže nastať ešte pred samotnou rozsiahlou koróziou predpínacej výstuže, nakoľko zamrzajúca voda v káblovom kanáliku je schopná expanziou roztlačiť káblový kanálik a vytvoriť trhliny na povrchu steny;
- okamžitou injektážou a repasiváciou predpínacej výstuže možno zabrániť výraznému skráteniu životnosti takejto konštrukcie aj napriek hrubej výrobnnej chybe;
- pri segmentových konštrukciách je nevyhnutná podrobná obhliadka vnútra komôr ako aj stavu predpínacej výstuže, ktorá sa prejaví na stave zálievkovej malty;
- stav malty je vhodné kontrolovať minimálne na úrovni obsahu chloridov a hĺbky karbonatizácie, ktoré najlepšie indikujú jej ochrannú schopnosť
- roztvorenie škár medzi segmentmi je považované za havarijný stav a indikuje pokročilú koróziu predpínacích lán;
- ak komora nie je odvodnená, je vhodné vykonať dodatočnú úpravu a komoru odvodniť, tak aby prípadná voda preniknutá do nej rýchlo odtiekla preč;
- pri všetkých typoch konštrukcií je dôležité sledovať funkciu odvodnenia mosta a prípadné penetrácie vody prejavujúce sa vlhkými škvrnami a výkvetmi. Takýto problém je potrebné okamžite riešiť, čím sa výrazne zníži kontaminácia betónu soľami a výrazne predĺži životnosť mosta.
- akékoľvek oceľové príslušenstvo mosta a odvodňovací systém, je potrebné udržiavať na pravidelnej báze, prípadne úplne vymeniť.

POĎAKOVANIE

Táto práca bola podporovaná Agentúrou na podporu výskumu a vývoja na základe Zmluvy č. APVV-17-0204.

REFERENCIE

- [1] TP 060/2012 Prehliadky, údržba a opravy cestných komunikácií – mosty. Slovenská správa ciest 2012.
- [2] TP 061/2019 Katalóg porúch mostných objektov na diaľniciach, rýchlostných cestách a cestách I., II. a III. Triedy. Slovenská správa ciest 2019.
- [3] Výkresy tvaru, predpínacej a betonárskej výstuže prefabrikátov I-73.
- [4] STN EN 206 + A2: 2021 *Betón. Špecifikácia, vlastnosti, výroba a zhoda*. Úrad pre normalizáciu, metrológiu a skúšobníctvo Slovenskej republiky v Bratislave.
- [5] Správa z hlavnej prehliadky mostov v meste Prešov. ProPonti s.r.o., 2021

NUMERICKÁ ANALÝZA ŽB MOSTOV S VYUŽITÍM DYNAMICKÝCH PARAMETROV URČENÝCH Z IN-SITU MERANÍ

Kamil Laco¹ – Michal Venglar²

ABSTRAKT

Práca sa zaoberá mostnými konštrukciami, kde sa pri ich diagnostike využilo, okrem vizuálnej prehliadky, aj experimentálne určenie dynamických parametrov konštrukcie, ako vlastné frekvencie, k nim príslušné vlastné tvary, alebo tlmenie. Na tento účel boli rozmiestnené pozdĺž konštrukcie snímače zrýchlení. V kombinácii so statickou zaťažovacou skúškou bolo možné v jednotlivých prípadoch upravovať tuhostné charakteristiky modelu na báze konečných prvkov tak, aby bol v dostatočnej zhode nie len samotný priebeh pri normovom zaťažení, ale aj vlastné tvary a ich frekvencie. V prípade, že nie je dostupná dostatočná projektová dokumentácia, býva prakticky najjednoduchším nedeštruktívnym riešením uváženie vlastných frekvencií a tvarov, nakoľko tie ovplyvňuje aj hmotnosť a jej rozloženie pozdĺž mosta. Vďaka takto optimalizovanému numerickému MKP modelu bolo možné presnejšie pristúpiť k posúdeniu odolnosti jednotlivých nosných prvkov, ako aj k zisťovaniu zaťažiteľnosti mostnej konštrukcie. Pre čo najlepšiu zhodu tuhostí sa pri jednotlivých modeloch používali zložitejšie modely, najčastejšie použitím 2D elementov, kde bolo možné redukovať tuhosť aj lokálne. Následné spracovanie výsledkov únosnosti bolo často komplikované, no reprezentácia údajov vie byť presnejšia a bližšia k reálnemu stavu.

1 ÚVOD

Mostné konštrukcie tvoria neoddeliteľnú súčasť infraštruktúry (cestnej, železničnej, či cyklistickej/ pešej). Ak sa pozrieme na cestné mosty, železobetónové mosty majú na Slovensku tradíciu a väčšinou zastúpenie. Podľa [1], približne 2/3 mostov boli postavené medzi rokmi 1941 a 1980, čo už pri tých najstarších predstavuje druhú polovicu životnosti mosta. Mnoho prípadov na Slovensku (Spišská Nová Ves 2020; Trstená 2020), ale aj vo svete (Praha – Česká republika 2017; Janov – Taliansko 2018, Pittsburgh – USA 2022) z posledných rokov ukazuje poddimenzovanú údržbu týchto dôležitých konštrukcií, ktoré mali za následok celkom fatálne následky. Okrem zanedbanej údržby je dôležitým faktom aj nárast dopravy, s ktorým sa pri návrhu a konštrukcii týchto mostov nerátalo.

Aby sa predišlo situáciám, ako boli uvedené vyššie, z ktorých niektoré mali aj tragické následky, je potrebné venovať sa ich diagnostike so zvýšenou pozornosťou. Pod tým si je potrebné predstaviť aj postupy, ktoré nie sú vyslovene v TP alebo iných dokumentoch aktuálne platných na Slovensku. V rámci Európy prebieha snaha o zosúladenie postupov naprieč Európou [2] vychádzajúc z najlepšej praxe, ktorá je aktuálne možné aplikovať. Tento článok má informatívne popísať niektoré postupy, ktoré sa v budúcich normách, pravdepodobne, objavia. Okrem opisu postupov je ukázaná aj ich aplikácia na reálne ŽB konštrukcie na Slovensku a takisto sú zhrnuté výhody, prípadne nevýhody takýchto prístupov. Opisovaný postup nemá za cieľ nahradiť už zaužívané postupy vizuálnych prehliadok, ale ich vhodne doplniť o dáta z experimentálnych meraní a pokročilých

¹ Ing. PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: +421 907 900 746, e-mail: kamil.laco@stuba.sk

² Ing. PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra stavebnej mechaniky, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: +421 32 888 334, e-mail: michal.venglar@stuba.sk

numerických výpočtov, ktoré môžu takisto odhaliť správanie, ktoré nie je možné vizuálne z prehliadky identifikovať. Podobný názor je prezentovaný aj v článku [3].

2 VYBRANÉ POSUDZOVANÉ MOSTNÉ KONŠTRUKCIE

Pre tento príspevok boli vybrané dva mostné objekty, ktoré majú rozdielnú nosnú konštrukciu, na ktorých sa dajú demonštrovať vybrané postupy a možnosti špeciálnej diagnostiky. Prvým mostom je most M112 cez vodnú nádrž Ružín za obcou Margecany, druhým je most M3552 v km 14,286 pred obcou Svetlice.

Nosná konštrukcia mostu M112 hornej stavby pozostáva zo 4 váhadiel, dvojicou nad piliermi v osi 2 a zrkadlovo k stredovej dilatácii dvojicou nad piliermi v osi 3. Pravá a ľavá komora sú zrkadlovo symetrické k osi mosta. Každá z komôr má jednostranne vyloženú hornú mostovku smerom od stredovej osi. Na stenách komôr bližšie pri osi sú uložené prefabrikované trojtrámové doskové dielce. Nosná konštrukcia je tak dvojsovo symetrická.



Obrázok 1: Scan mosta – pohľad zdola

Nosná konštrukcia hornej stavby mostu M3552 pozostáva v každom poli zo 6 prefabrikovaných nosníkov typu Vloššák. Všetky nosníky sú rovnakej dĺžky 12,30 m uložené priamo, cez lepenku, na monolitické opory a pilier. Most je šikmý má 2 polia a nad nosníkmi sa nachádza ešte 280 mm hrubá ŽB monolitická nadbetónávka.



Obrázok 2: 3D axonometria scanu mosta mračnom bodov

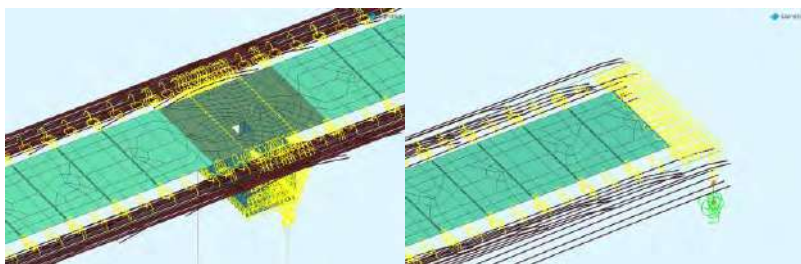
3 NUMERICKÉ MODELÝ PRE POTREBY DIAGNOSTIKY

Pre zohľadnenie rôznych druhov porúch samotných prvkov, alebo aj súčastí nosných konštrukcií je potrebné si zostaviť špecifický numerický model zachytávajúci tieto potreby. Hneď na začiatku si je nutné zadefinovať mieru zjednodušenia modelu a čo s ním bude v jednotlivých fázach diagnostiky nutné overovať a porovnávať. Horná stavba mostných objektov sa najjednoduchšie definuje pomocou prútových modelov. V tom prípade čiastočne strácame možnosť lokálneho definovania porúch napr. komorových mostov, či už pre steny prierezu, alebo pásnice. V niektorých prípadoch je možné kombinovať po dĺžke prútové a dosko-stenové modely, kde použitím 2D elementov sú modelované len sledované časti (spoje, napojenia, kritické uzly) a za pomoci prepojovacích prvkov sa tieto oblasti napoja na 1D prvky zvyšnej nosnej konštrukcie.

Dôležitým aspektom pri vytváraní modelu je využitie tuhých väzieb (prepojovacích elementov) a pružinových elementov s lineárnymi, ale aj nelineárnymi funkcionalitami. Pri vytváraní presných MKP modelov je využitie tuhých väzieb nutné hlavne pri dosko-stenových modeloch. Pre správne vystihnutie dynamického správania sa nemôže hmota v žiadnom mieste zdvojiť a tak aj model jednoduchšej komory pozostáva nie len 2D plôch pre steny a pásnice, ale aj z týchto tuhých väzieb ktoré pásnice a steny prepájajú, nakoľko musia byť fyzicky odsadené.

Nelineárne funkcionality pružinových elementov je možné využiť v spojoch prefabrikovaných prvkov, uloženiach na opore a pilieroch, prípadne v zmonolitneniach a monolitických nadbetónávkach. Vďaka súčiniteľom trenia, je možné zohľadniť tuhosť prenosu kolmých síl na smer pružín v závislosti na ich zaťažení. Pri zadefinovaní vlastných grafov síl ku posunom, alebo síl ku pootočeniam je možné zadefinovanie funkčných spojov fungujúcich aj pre dynamické výpočty.

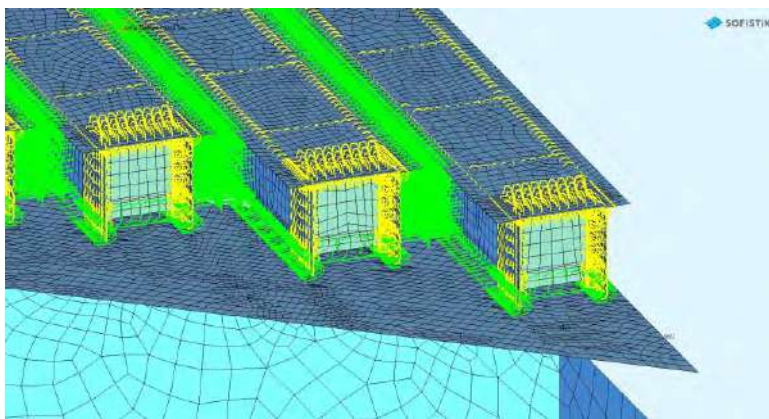
Statická a dynamická analýza mosta M112 bola urobená s použitím programu SOFiSTiK. Každá z komôr bola modelovaná 1D prvkami podľa skutočnej geometrie mostnej konštrukcie. 1D prvkami boli taktiež modelované piliere a priečniky. 2D prvkami boli modelované zárodky nad piliermi medzi komorami, ktoré boli s 1D prvkami komôr spojené tuhými väzbami. 2D prvkami spolu s 1D prvkami boli modelované prefabrikované dosky uložené na komorách. Uloženie je rovnako modelované prostredníctvom tuhej väzby. Dvojité vrubové kĺb v strede rozpätia bol modelovaný rovnako 1D tuhými väzbami, v ich skutočných pozíciách, aby vystihovali excentricity. Uloženie na opory, kde bol rovnako použitý dvojité vrubové kĺb bol modelovaný obdobne. Základy pod piliermi boli modelované 2D prvkami podľa skutočného tvaru s použitím jednoduchého winklerového podlažia. Niektoré vybrané detaily analytického modelu je možné vidieť na obrázku nižšie.



Obrázok 3: 3D MKP model mostu M112 v rendrovanom zobrazení (hore), detail modelu zárodku (dole vľavo), detail modelu nad oporou (dole vpravo)

Pre most M3552 bol každý z nosníkov typu „VLOŠŠÁK“ modelovaný prostredníctvom 2D plošných prvkov a tuhých väzieb tak, aby hmota nebola duplikovaná. Stojiny nosníka boli modelované excentricky s analytickou rovinou zarovnanou na vnútornú stranu. Horná doska, ako aj priečne rebrá boli modelované na stred. Vzájomné spojenie nosníkov je realizované pomocou nelineárnych pružín prenášajúcich len tlak a pomocou koeficientu trenia aj patričné sily kolmo na normálu pružín. Nad takto modelovanými nosníkmi je na strednicu modelovaná roznášacia monolitická železo-betónová doska. Doska s nosníkmi je spojená prostredníctvom nelineárnych pružín ktoré prenášajú len tlak a prostredníctvom koeficientu trenia aj horizontálne sily. Takto vytvorený model je možné počítať len iteratívne so zohľadnením nelinearity pružinových prvkov. Opory a piliere boli modelované prostredníctvom 2D prvkov s príslušnou hrúbkou na strednicu. V hornej časti sa pre uloženie vytvorila 1,0 m hrubá horná plocha. Tieto plochy sú líniovo prostredníctvom tuhej väzby prepojené na steny opôr, prípadne pilieru. Obdobne je prostredníctvom tuhých väzieb realizované spojenie stien a plošnej základovej dosky piliera a opôr. Podlažie pod

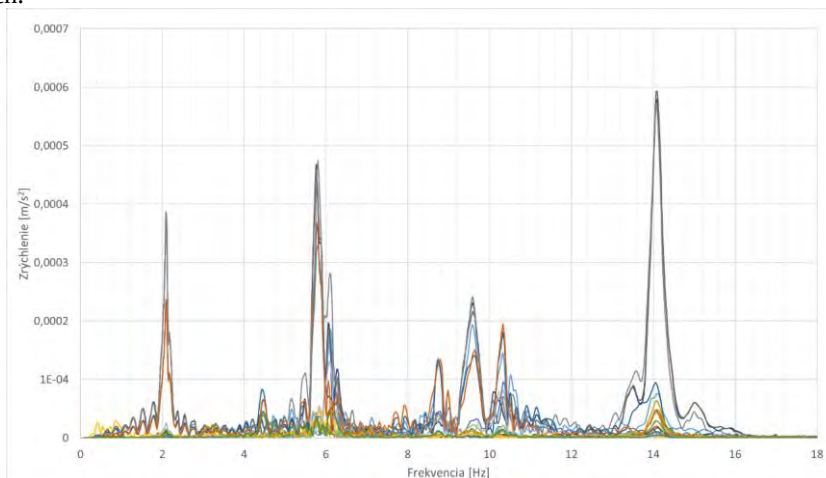
základovými doskami pilieru a opôr boli uvažované s použitím jednoduchého winklerového podlažia. Vybraný detail analytického modelu je možné vidieť na obrázku nižšie.



Obrázok 4: Detail modelu mosta M3552 v uložení nosníkov – pružné väzby medzi nosníkmi, pružná väzba pre styk nosník-opora, tuhé väzby v rámci nosníkov

4 DYNAMICKÉ MERANIE A MODÁLNA ANALÝZA

Pre správne prevedenie dynamických meraní je potrebné vykonania numerickej modálnej analýzy. Na tento účel boli použité modely opísané v predchádzajúcich kapitolách. V tejto fáze prípravy je dostatočné použiť počítačné modely pripravené na základe projektovej dokumentácie, prípadne len 3D skenu konštrukcie za účelom získania potrebného počtu snímačov a ich konkrétneho umiestnenia na moste. Počas meraní uvedených mostov bol použitý viac kanálový systém umožňujúci meranie tri až deväť rôznych miest konštrukcie zároveň. Použitím správnej techniky merania nie je potrebné mať viac senzorov. Stačí mať dostatočný počet referenčných snímačov a ďalších, ktoré sa budú po konštrukcii premiestňovať. Týmto spôsobom je možné identifikovať dostatočný počet vlastných frekvencií a im príslušných vlastných tvarov kmitania. V ďalších odsekoch sú uvedené výsledky z identifikácie dynamických parametrov, ktoré boli použité na úpravu MKP modelov, tak aby odrážali reálne správanie sa mosta podľa získaných dát. Tieto dynamické parametre boli získané len z ambientných vibrácií bez potreby zastavenia premávky na mostoch.



Obrázok 5: Amplitúdové spektrum odozvy zrýchlení mosta M112

Počas merania mostu M112 boli získané časové záznamy zrýchlení pre vybrané miesta konštrukcie, kde boli očakávané najväčšie hodnoty amplitúd zrýchlení v jednotlivých vlastných tvaroch. Z týchto časových záznamov sa pomocou Fourierovej transformácie dá jednoducho nájsť vlastné frekvencie kmitania. V prípade ambientných vibrácií sa však môže stať, že nie všetky špičky musia predstavovať vlastné frekvencie. Tým, že je budiaci signál neznámy, je potrebné spraviť týchto meraní viac, aby sa tieto „fantómové“ frekvencie eliminovali. Sledovaním fázového posunu jednotlivých signálov je potom možné identifikovať aj vlastné tvary kmitania. Tieto identifikované tvary kmitania sa následne použili na úpravu MKP modelu. Prvá vlastná frekvencia získaná z meraných dát bola na úrovni cca 2 Hz. K nemu prislúchal vertikálny vlastný tvar, kde sa vertikálne pohybuje hlavné mostné pole.

Na rozdiel od mostu M112 boli vlastné frekvencie mosta M3552 identifikované až od cca 12 Hz (Tab.1). To predstavovalo miernu nevýhodu pri použití len ambientného budenia, avšak s dostatočne citlivými snímačmi to bolo takisto možné, aj keď v menšom počte. Ako bolo už spomenuté vyššie, tieto hodnoty vlastných frekvencií a identifikovaných vlastných tvarov boli použité na úpravu MKP modelu. Výhodou týchto dynamických meraní oproti klasickej statickej skúšky je možnosť kontroly okrem tuhosti aj hmotnosť konštrukcie. Vypočítané, ale aj identifikované vlastné tvary potvrdili dynamické správanie konštrukcie podobné doskám. Čo bolo spôsobené hlavne krátkym rozpätím a uložením nosníkov. Naopak M112 sa správal z hľadiska dynamiky skôr ako nosníkový prvok.

Tabuľka 1: Identifikované vlastné frekvencie mosta M3552

Číslo vl. tvaru i	Opis vlastného tvaru kmitania	Vlastná frekvencia f_i [Hz]		Tlmenie [%]
		Výpočet	Meranie	
1	tvar v smere osi Z	16,13	12,74	5,23
2	tvar v smere osi Z	16,35	14,38	4,65
3	okolo osi X	17,40	15,59	5,57

5 OPTIMALIZÁCIA A ANALÝZA MODELOV

Vďaka dátam zo statických a dynamických zaťažovacím skúškam mostných objektov je možné upravovať modely tak, aby výsledné hodnoty deformácií, prípadne zrýchlení pri analýze v čase korešpondovali s nameranými hodnotami.

V prípade 1D prvkov je možné vzhľadom na degradáciu materiálu upraviť osovú, alebo ohybovú tuhosť pomocou redukčného súčiniteľa. Vo výnimočných prípadoch sa môže použiť fázovanie v rámci prierezu, kde by sa ale prierez 1D prvku musel zadefinovať ako fázovaný s možným vypnutím napríklad odpadnutých častí. V rámci 1D prvkov je možné redukovať prierezovú plochu výstužných prútov na základe sondážnych prác, prípadne geofyzikálnych skenov. Avšak tieto úpravy sú pre prútové modely veľmi náročné, nakoľko je nutné definovať osobitné prierezy pre jednotlivé upravované časti.

Oveľa vhodnejšie sú úpravy dosko-stenových modelov, kde je možné lokálne definovanie porúch, či už zmenou tuhostí, geometrickej hrúbky, prípadne zadefinovanej výstuže. Tieto úpravy je možno realizovať aj za pomoci fázovaných výpočtov a tak pozorovať možné zmeny v čase vplyvom zadefinovaných porúch.

V neposlednom rade je pri optimalizácii modelu nutné overiť správnosť a vhodnosť použitia nelineárnych funkcionalít pružinových elementov v modeloch. Pri spriahnutých konštrukciách a nadbetonávkach je nutné kontrolovať napätie, ktoré tieto interface elementy prenášajú a konfrontovať to s fyzikálnou podstatou a charakterom spoja. Taktiež je nutné

zahrnúť aj fakt, že vplyvom cyklického zaťaženia môžu práve tieto spoje fungovať inak ako bez tejto úvahy.

Pre most cez nádrž Ružín bolo kľúčovým pre zhodu výsledkov z meraní a numerickej analýzy správne zadefinovanie dvojitého vrubového kĺbu v strede hlavného poľa. Pomocou porovnania s identifikovanými dynamickými charakteristikami bolo rozpoznané nesprávne fungovanie tohto kĺbového mechanizmu, ktorý bol historicky z nezistených dôvodov neodborne modifikovaný. Pri zmene tohto mechanizmu zadefinovaním faktu, že bola medzera zaliata betónom, sa dynamické charakteristiky, ako aj deformácia pri statickej zaťažovacej skúške zhodovala s odchýlkou do 10%.

V prípade mostu pri Svetliciach bola kľúčová monolitická nadbetonávka nad tyčovými prefabrikátmi. Správne definovanie nelineárnych parametrov pre rozhranie medzi jednotlivými nosníkmi ale aj medzi hornou doskou prefabrikátu a monolitickou doskou rozhodovali o zhode v deformáciách v porovnaní so statickou zaťažovacou skúškou, ale aj v zhode v tvare a frekvencii v prvých vlastných tvaroch. Tieto výhradne tlakové pružiny zabezpečujú za pomoci priečneho predpätia aj vzájomné spolupôsobenie tyčových prefabrikátov. Síce sa môže na prvý pohľad zdať, že využitie 2D dosko–stenových prvkov pre nosníky typu Vloššák je prehnaná komplikácia, no vďaka tomu bolo možné na zdegradovaných častiach jednotlivých nosníkov redukovať tuhosť a tak zohľadniť aj poškodenie do numerickeho modelu.

6 ZÁVERY

S vývojom výkonu výpočtovej techniky, ako aj s vývojom MKP programov je možné vystihnúť stále presnejšie správanie konštrukcie, ako aj rôznych porúch, so zohľadnením časových faktorov. Kým teraz je bežné využívanie 2D dosko-stenových modelov v kombinácii s nelineárnymi interface elementmi do budúcnosti je možné aj využitie 3D elementov s reálne namodelovanou betonárskou a predpínacou výstužou. Ale vždy bude musieť byť použitý inžiniersky um a prístup pre zostavenie modelu na potreby diagnostiky a zohľadnení všetkých požadovaných vplyvov. Tento príspevok mal na dvoch konkrétnych prípadoch demonštrovať čo je v praxi možné a aké sú aplikačné možnosti využitia tohto druhu diagnostiky, pre potreby stále viac a viac chátrajúcich mostov na Slovensku.

Literatúra

- [1] PAULÍK, P.: *Mosty na území Slovenska*. Bratislava: Jaga, 2012. ISBN 9788080761035.
- [2] BIGAJ-VAN VLIET, A., et al.: Standardisation in Monitoring, Safety Assessment and Maintenance of the Transport Infrastructure: Current Status and Future Perspectives. In: *Proceedings of the 1st Conference of the European Association on Quality Control of Bridges and Structures*. Cham: Springer International Publishing, 2022, 2022-12-12, s. 1152-1162. Lecture Notes in Civil Engineering. ISBN 978-3-030-91876-7.
- [3] HAARDT, P. – HOLST, R.: Monitoring during life cycle of bridges to establish performance indicators. In: *Proceedings of the Joint COST TU1402 - COST TU1406 - IABSE WC1 Workshop: The Value of Structural Health Monitoring for the reliable Bridge Management*. University of Zagreb Faculty of Civil Engineering, 2017, 2017. ISBN 9789538168086.

STRUCTURAL ASSESSMENT OF THE BRIDGE NO. M 044 AT THE END OF RYBNÍČNÁ STREET ABOVE THE ROAD II/502 BRATISLAVA-PEZINOK

Olena Chernieva¹ – Denis Kopásek² - Jakub Gašpárek³ - Peter Paulík⁴

Abstract. Bridges in Slovakia as well as in the whole world are reaching their lifespan sooner than expected and designed. The reason behind this issue is twofold: lack of knowledge of contractors involved in building bridges in the 2nd half of the 20th century about prestressing and post-tensioning technology and poor to non-existing maintenance. Considering these facts, a detailed diagnostics and survey of the bridge no. M 044 at the end of Rybníčná street above road II/502 Bratislava-Pezinok in the Slovak Republic was carried out. The article is the result of the cooperation between the Department of Concrete Structures and Bridges of the Slovak Technical University in Bratislava and the Department of Reinforced Concrete Structures and Transport Facilities of the Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture in Ukraine within the framework of the National Scholarship Program of the Slovak Republic.

The survey's goal was to estimate the current technical condition of the superstructure and substructure of the prestressed bridge. It was essential to evaluate the state of individual structural elements of the bridge.

Steel reinforcement and prestressing cables are a vital part of the bridge's supporting structure. Therefore the condition of particular parts must be inspected, and if needed, steps to stop the progression of deterioration need to be proposed. It was convenient to examine the amount of chlorides in the concrete to determine the status of the prestressing cable complexly. This was done through laboratory measurements of chloride content in contaminated concrete samples taken from the bridge structure. Based on this, it is possible to estimate the condition of prestressing cables. Other structural parts such as bearings, expansion joints, drainage systems also had to be inspected.

The data and facts mentioned in this paper were obtained via in-place measurements, surveys and analysis supplemented with laboratory results acquired from samples.

The outcome of this diagnostics is a classification of the bridge into a category considering its degradation stage and technical condition with defects taken into account.

Besides the bridge's classification, the desired result is the residual load-bearing capacity of the bridge based on knowledge obtained from executed diagnostics. Based on this information, recommendations for processing the reconstruction have been proposed.

Keywords: chloride content, load-bearing reinforcement, horizontal transverse displacement, prestressing reinforcement, corrosion of the reinforcement, grouted prestressing tendons.

¹ doc. Ing. PhD., Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Department of reinforced concrete structures and transport facilities, Didrihsona 4, Odesa, 65029, Ukraine, e-mail: chernieva@ogasa.org.ua

² Ing., Slovak University of Technology in Bratislava, Department of Concrete Structures and Bridges, Radlinského 11, 81005 Bratislava, e-mail: denis.kopasek@stuba.sk

³ Ing., Slovak University of Technology in Bratislava, Department of Concrete Structures and Bridges, Radlinského 11, 81005 Bratislava, e-mail: jakub.gasperek@stuba.sk

⁴ doc. Ing. PhD., Slovak University of Technology in Bratislava, Department of Concrete Structures and Bridges, Radlinského 11, 81005 Bratislava, e-mail: peter.paulik@stuba.sk

1 INTRODUCTION

This paper aimed to offer a brief look at possible and common issues engineers and experts must deal with diagnosing a bridge. With this in mind comes highlighting the importance of regular and responsible maintenance. The deterioration state prediction model of concrete beam bridges was established as the basis by Chinese researchers [1], and optimisation suggestions were put forward in terms of bridge inspection standards and processes. This method aims to perfect the bridge inspection mechanism. Many researchers from the USA [2, 3] and the EU work in the similar direction [4].

The inspection and diagnostics aimed twofold: to obtain data to assess the construction and technical condition of the bridge and develop a project for its reconstruction.

The task of the diagnostics:

- to inspect all available parts of the structure and determine type and stage of degradation of each bearing element of the substructure and superstructure;
- to perform a comprehensive mapping of chloride ion contamination of concrete, depths of carbonation, and non-destructive test strength parameters;
- to elaborate the scientific-research analysis of the results obtained and process the recommendations for reconstruction.

2 DESCRIPTION OF THE BRIDGE STRUCTURE

2.1 Description of the bridge structure

It is a three-span bridge made of prestressed prefabricated I-shaped beams, 24 meters long. The number of beams in the transverse direction is 11, and in the longitudinal direction, they form simply supported spans. The middle beams are inserted between the outermost ones with pot sliding bearings at their ends; end beams are mounted directly on the supports utilising pot sliding bearings, according to Figure 1. In the longitudinal direction, the bridge acts as a single expansion unit with non-sliding bearings on the support in the direction of Bratislava. The expansion joint is only at the support in the direction of Vajnory.

The beams are switched from several segments. The dimensions of the structure and piers are apparent from the drawings in Figures 1, 2b. The supports and pillars are made of reinforced concrete. The bridge was built in 1975.

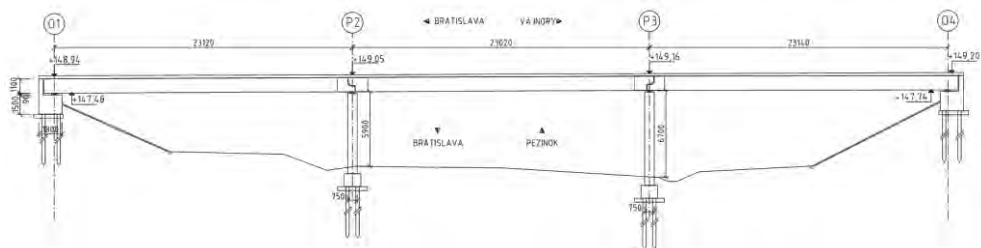


Figure 1 Scheme of the bridge - longitudinal section

3 DESCRIPTION OF THE BRIDGE SUBSTRUCTURE AND ACCESSORIES

3.1 Condition of the substructure

The most serious defect of the bridge's substructure is displaced bearings due to displacing the entire superstructure. The bearings on the pillars and supports show evident signs of corrosion and are in a state of disrepair.

The bridge supports are in satisfactory condition and do not show extensive faults that indicate structural integrity problems. On support no. 4, stains are visible due to the intense leakage through the expansion joint, which probably took place before its replacement, since at the time of inspection, the damp areas were not observed. The abutment reinforcement has insufficient coverage, and the reinforcement corrodes locally. Due to the corroding reinforcement, the cracks are about 2 to 3 mm wide on both supports.

The pillars show advanced reinforcement corrosion at the damp areas, resulting in the delamination of concrete cover (Figure 11). Due to the corrosion of the reinforcement, there are wide longitudinal cracks within the pillars head in some places. The chloride content in these places exceeds the permissible values approximately 10 to 20 times. It is assumed that such a high concentration of chlorides will continue to cause corrosion of the reinforcement, even if the contaminated water scatter of the pillars would stop completely. Due to the corrosion of this reinforcement and the stirrups, the cross-sections can be significantly weakened.



Figure 2 View of the bridge(a), bridge cross-section (taken from the bridge notebook)(b)

Corrosion of the primary load-bearing reinforcement within the pier head on the short console is progressing in some places, with a cross-sectional weakening of approximately 30% with significant delamination of the cover layer, which significantly reduces the cohesion of concrete with reinforcement.

3.2 Expansion joints

The expansion joint at support no. 4 is in poor condition. After a detailed inspection, several defects were found due to the transverse displacement of the bridge. Due to the displacement in the transverse direction, cracks were formed in the rubber of the expansion joint. The subsequent deformation caused the anchor bolts to tear off and the cover plate to tear off at the ledges. The expansion joints within the roadway also contains several minor faults. For support no. 1, there is no expansion joint – at this point, a transverse crack was formed in the asphalt.

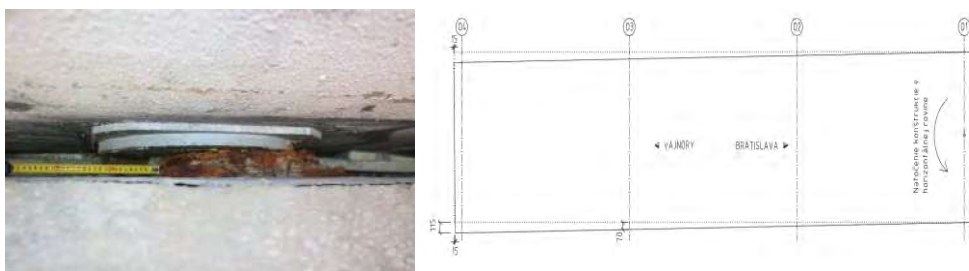


Figure 3 Displacement of the construction in the transverse direction

3.3 Bearings

The bearings are in a state of disrepair, in places with advanced corrosion and gradual loss of function (Figure 12). The displacement of the superstructure deflects almost all bearings. The bearings of the middle beams in the middle span are also significantly corroded. Their future replacement will be highly complicated, as it will be necessary to completely remove the middle beams and remove the concrete bridge slab as well as the road above them.

3.4 Supports and pillars

The supports do not show significant defects that could be of static origin. Some damp areas indicate significant leakage before the expansion joint was replaced. In these areas, the reinforcement corrodes, and the cover layer is delaminated.

3.5 Drainage

The bridge's drainage has been rehabilitated in the past and it is partially functional. The leakage of the structure occurs in the places of their installation, probably due to incorrect connection to the waterproofing during reconstruction. The problem is that the original steel drain pipes corrode and are loose – there is a risk of them falling on the road. One steel drain pipe fell out on its own when slightly tapped (Figure 6b). This may lead to the transport of chlorides to the individual parts of the superstructure. Contamination of concrete with chloride ions causes advanced corrosion of the reinforcement of joints between prefabricated beams and beam stirrups at the bottom surface. The chloride content locally exceeds the permitted values 10 to 30 times. Due to the corrosion of the reinforcement, the cover layer delaminates, which endangers traffic under the bridge (Figure 9).

3.6 Bridge accessories

Locally, the curb and asphalt on the sidewalks are deformed, and the sidewalk railings corrode.

4 CONDITION OF THE SUPERSTRUCTURE

The most severe defect of the superstructure is its horizontal transverse displacement at support no. 4 (Figure 3), which reaches approximately 12 cm. The displacement is evident from the view of the bearings on the support. The bearings are omnidirectional on the support, and hence the displacement does not impact the structure.

The difference in the joint expansion size on the left and right sides of the support indicates the rotation of the structure in the horizontal plane. The difference in the joint expansion size ($15+15=30\text{mm}$) geometrically corresponds approximately to the horizontal transverse displacement created by rotating the bridge's superstructure around the centre of the support no. 1. The shift of the structure is also evident on pillar no. 3. The values of the displacements on this pillar are approximately 2/3 of the displacements on the support no. 4. This corresponds to a given structure rotation in the horizontal plane around the centre of the support no. 1. It is unknown when the rotation occurred, as none of the previous inspections mentions this deformation, even though it is a severe inescapable defect. However, the rotation of the structure took place before the coating was applied to the bearings. The shifted bearing surfaces are painted, and the new expansion joint has probably already been fitted to the deformed structure, as it does not show a significant angle in the horizontal plane.

The cause of the shift can be thermal stress – since on support no. 4, and there are omnidirectional bearings on the pillars, it has nothing to hold the bridge in a horizontal direction perpendicular to the bridge's axis apart from friction. The temperature causing the bridge's expansion could gradually shift the structure (e.g. when blocking the bridge's expansion only on one side of the support). However, another reason for shifting the supporting structure is also possible.

4.1 Reinforcement

A nationwide problem of the load-bearing structure is insufficient coverage of the reinforcement, which is manifested by significant corrosion, especially in the damp areas. The cover layer delamination occurs in these places, which falls off and endangers traffic under the bridge (Figure 9b).



Figure 4 Exposed grouted corroding duct - prestressing reinforcement was free of corrosion at the time of the survey

Locally, especially in places of intensive leakage of end beams, reinforcement is exposed and corroded (Figure 4). The exposed prestressing reinforcement has so far been free of corrosion, but the steel tube of the cable locally corroded completely. The controlled tendon ducts at the bottom surface of beams appeared to be grouted with fine grouting material. There is no local concreting of the anchors of prestressing reinforcements, which corrode intensively (Figure 10).

Exposed tendon ducts are rare and appear at the beams' bottom surface. Some end beams show cracks copying the position of the tendon ducts of the prestressing reinforcement. After drilling them, water leaked from the tendon ducts, indicating that tendons are not entirely grouted after all. Nevertheless, the prestressing reinforcement was not corroded at either point on either of the two tendons (Figure 5a, b). The cement sample

taken from the tendon duct showed only a slightly increased concentration of chlorides up to 0,4% by weight of the cement. The probe sites were subsequently repaired with a cement-based repair compound (Figure5c).

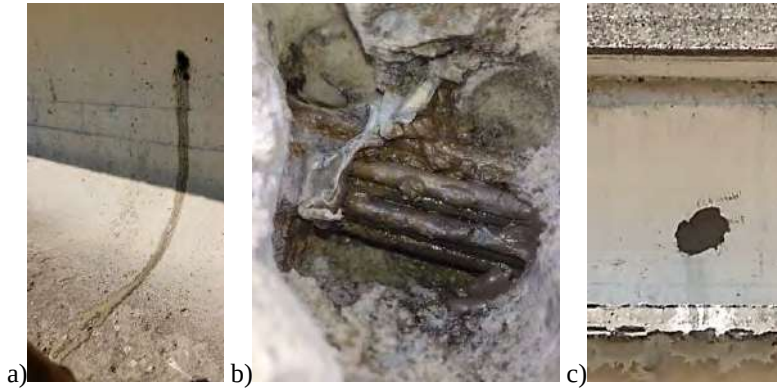


Figure 5 Leaking water from tendon ducts (a); condition of prestressing tendons in leaking ducts (b); repaired probe site(c)

5 RESEARCH METHODS

5.1 Non-destructive measurement of concrete strength

Non destructive measurements were performed on supports, pillars and beams with a Schmidt hardness tester type N on the abraded surface at six different locations for each of the four structural parts.

The strength determined by the Schmidt hardness tester was evaluated according to STN 731373 [5] and STN EN 13791 [6].



Figure 6 Detail of drainage pipes (a); original steel pipe after falling from polystyrene filled gap in lower flange (b)

The carbonated layer partly influences the measured values; therefore, we recommend considering a concrete class C 30/37 for the supports and C 35/45 for pillars in the calculations. The value of carbonation on the beams is 5 mm, so it is possible to consider the measured values of strength according to non-destructive tests. We recommend considering a concrete class of at least C 40/50 for the calculations for beams. The concrete between the beams is very poorly compacted, which is also reflected in the number of caverns. In the calculations, we are recommending considering strength class C 25/30.

5.2 Measurement of chloride content in concrete

From the superstructure of the bridge, 20 pairs of specimens were taken (different parts, leaked, dry, surface layer, reinforcement), and 17 pairs of specimens were taken from the substructure from different heights above the road and to varying depths from the core wells to determine the chloride profile. Figure 7 shows different contamination of the concrete pillars. Since specimen P2 was taken from the side where the vehicles do not drive at high speed (due to the bus stop), the maximum chloride content in the concrete is two times lower than in the case of sample P3 directly from the road (80 km/h speed limit). The P1 specimen, taken from the side directly from the road (80 km/h speed limit), also contains a similarly high concentration of chlorides (Figure 8).

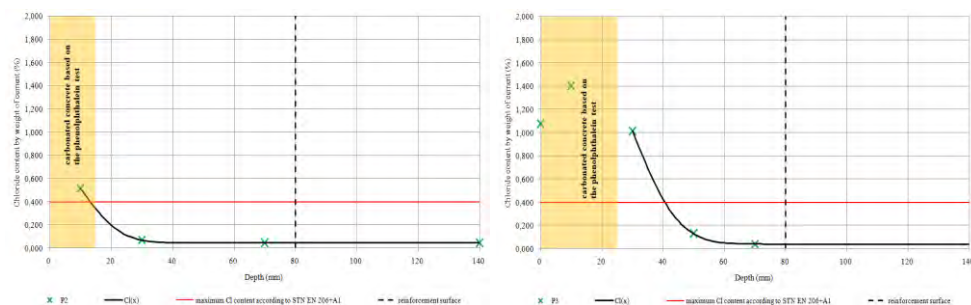


Figure 7 Incidence of chloride ions in pillars - core well P2 and P3 (1 m above the road surface)

For assessment of the danger of reinforcement corrosion in concrete, conversion of the ratio of chlorides to the weight of cement was conducted (300 kg/m^3 was considered for the pillars). The permissible chloride content in concrete concerning the weight of cement is – for prestressed beams and grout: 0,2 %; for reinforced concrete and substructure 0,4 %. Almost all parts of the structure have exceeded the acceptable chloride content in the concrete, which inevitably leads to corrosion of the reinforcement (chloride content above 1,0 % by weight of cement causes corrosion of the steel reinforcement with 100 % probability). In some cases, the permitted chloride content has exceeded 10 to 30 times. Such a high chloride content significantly accelerates the corrosion process of the reinforcement in concrete.

With a chloride content above 1,0 % by the weight of cement, the corrosion process can no longer be stopped. Still, it can be significantly slowed down by preventing water and moisture penetration to the concrete cover of reinforcement, which has coverage within the superstructure of 0 to 20 mm. The coverage of the pillars reinforcement ranges between 60 and 80 mm (measured on core wells).

The chloride contamination was obtained through “best fit curve” method [8]. As shown from the graphs in Figures 7 and 8, some chloride profiles are deformed, and analysis is complicated. The deformation of the profiles is related to both; carbonations of the concrete and the protective layer applied to the pillars in an unknown time. Therefore, it is incorrect to consider the constant contamination based on the “best fit curve” analysis. For simplified analysis, such a solution is acceptable for carrying out interim measures on the bridge. The maximum chloride content in the concrete, according to STN EN 206+A2, is valid for reinforcement structures. Based on previous assumptions, the prediction of the concentration of chlorides may not be accurate and serves as a guide for taking appropriate action. In connection with the deformation of the profiles, a contamination model is being

developed, which is validated with the actual concentration profiles obtained from bridges throughout Slovakia.

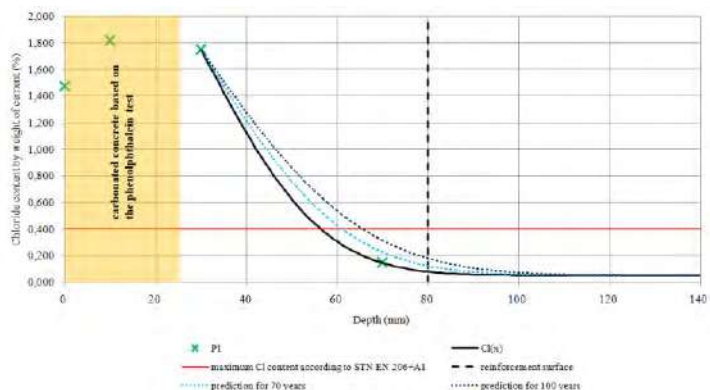


Figure 8 Prediction of concentration of chlorides in time

Intensive leakage of the structure, which occurred during the operation of the bridge, caused contamination of the structure with chloride ions. It is, therefore, assumed that the corrosion of the reinforcement will continue even if the leakage is eliminated, but the reduction of moisture will significantly slow down the corrosion process. Therefore, it is necessary to inspect the structure even after heavy rains and identify places where leaks still occur and repair these places.

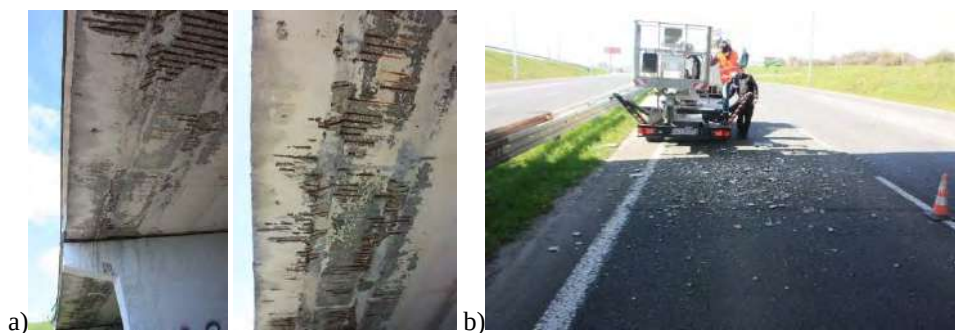


Figure 9 Delaminating areas on the bottom of beams(a); cleaned loose fragments(b)

5.3 In-situ depth of carbonation

Drilled core specimens from pillars were subjected to measurement of carbonation depth of concrete using a 1,0 % solution of phenolphthalein. The carbonation depth on the precast beams was determined by gradual drilling and reached values of 5 mm. The depth of carbonation on prestressed beams is minimal, and thus the corrosion of the reinforcement is not accelerated by the coupled effect of carbonation and chloride ions. Locally, there is advanced corrosion of the unprotected anchors of the prestressing reinforcement at the site of expansion joints.

5.4 Determination of diameters of reinforcement and cover in pillars

The reinforcement cover ranged from 60 to 80 mm, and the reinforcement diameters, which were 16 and 20 mm, were measured on the core boreholes from the pillars.



Figure 10 Corrosion on prestressing reinforcement anchors

5.5 Evaluation of load capacity

Two load cases were determined in terms of the long-term use of the bridge (SLS serviceability limit states). The first with consideration of the factor $r_k = 1,0$ and the second with consideration of $r_k = r_{k,inf} = 0,9$. By reducing the preload value by 10%, uncertainties in determining the magnitude of the preload force are considered. Since the prestressing diagnosis did not reveal corrosion of the prestressing reinforcement, we recommend considering the loads determined with $r_k = 1,0$ when the normal load capacity is $V_n = 23,8$ tons and the exclusive load capacity $V_r = 75,7$ tons.



Figure 11 Corrosion of reinforcement and delamination of cover layer on pillars

From the point of view of the medium-term use of the bridge (ultimate limit states – ULS), it is possible to consider a normal load capacity $V_n = 34$ tons, an exclusive load capacity $V_r = 116$ tons and an exceptional $V_e = 358$ tons.



Figure 12 Corrosion of bearing and its deflection by the displacement of the superstructure

5.6 Results of the research

Following the valid regulations, due to the significant deformation in the horizontal plane, the cause of which is unknown, the function of the bearings is limited. Due to the gradual loss of the bearing function, the technical condition of the structure is evaluated by the degree: VI. VERY BAD.

6 CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

The diagnostics results indicate that the bridge's service life is shortened due to corrosion of reinforcement caused by contamination of concrete with chlorides and by defective bearings. Progressive deterioration due to corrosion will continue, and immediate intervention in the structure is required. If deficiencies are not eliminated in time, a significant increase in maintenance costs will result, leading to structural failure if not performed. In addition, there is an increased risk of falling concrete fragments under the bridge until the repair is carried out, which poses a risk of damage to the property of drivers.

Reconstruction proposal:

- replacement of all bearings;
- reconstruction of the bridge's waterproofing, roadway, drainage system, expansion joint on support no. 4, railing replacement;
- installation of asphalt expansion joints over support no. 1 and pillars no. 2 and 3;
- surface cleaning with high-pressure water and renewing the areas with the delaminated cover layer with a repair compound;
- identify all non-grouted cable ducts in order to re-grout them

The conclusions about the calculation of load-bearing capacity are based on the current technical condition of the bridge found during diagnostics (08/2021 [7]). During further operation, it is necessary to pay attention to the state of prestressing and the possible joints opening at the contact of beam segments.

Acknowledgments

The authors would like to express sincere gratitude to Scientific Grant Agency (VEGA under the contract No. VEGA 1/0645/20) for funding this research paper.

References

- [1] Su D, Liu Y, Li X, Cao Z, “*Study on optimisation of inspection mechanism of concrete beam bridge*”, PLoS ONE 16(8): e0256028, 22p, 2021. doi.org/10.1371/journal.pone.0256028.
- [2] Filippou Alogdianakis, Loukas Dimitriou, Dimos C. Charmpis, “*Pattern Recognition in Road Bridges’ Deterioration Mechanism: An Artificial Approach for Analysing the US National Bridge Inventory*”, Transportation Research Procedia 52, pp.187-194, 2021. doi: 10.1016/j.trpro.2021.01.021.
- [3] Akshay Kale, Brian Ricks, Robin A Gandhi, “*New Measure to Understand and Compare Bridge Conditions Based on Inspections Time-Series Data*”, J. Infrastruct. Syst. 27(4): 04021037, 13p, 2021. doi: 10.1061/(ASCE)IS.1943-555X.0000633.
- [4] Ivan Janotka, Michal Bačuvčík, Peter Paulík, “*Low carbonation of concrete found on 100-year-old bridges*”, Case Studies in Construction Materials 8, pp.97-115, 2018. doi: 10.1016/j.cscm.2017.12.006.
- [5] STN 731373. *Testing of concrete by hardness testing methods* [24.12.1981]. Slovak Republic. ICS:19.020, 91.100.30.
- [6] STN EN 13791. *Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components* [1. 11. 2020]. Slovak Republic. ICS: 91.080.40.
- [7] Halvonik J., Borzovič V. “*Load capacity of the bridge no. M 044 at the end of Rybníčná street above the road II / 502 Bratislava-Pezinok*”, Technical report. Bratislava, STU, 2021. 134p.
- [8] S. Matthews, *Design of durable concrete structures*, Glasgow: IHS BRE Press, 2014, 390p.
- [9] STN EN 206+A2. *Concrete. Specification, performance, production and conformity* [01.10.2021]. Slovak republic. ICS: 91.100.30

MOSTNÉ OBJEKTY NA OZUBNICOVEJ ŽELEZNICI – ČASŤ 1, PREHLIADKA A DIAGNOSTIKA

Peter Koteš¹ – Martin Vavrus² – František Bahleda³ – Ondrej Kridla⁴ – Branislav Vavák⁵ – Andrej Zitrický⁶

ABSTRAKT

Príspevok je zameraný na diagnostiku troch mostných objektov na ozubnicovej železnici Tatranská Štrba – Štrbské Pleso. Mosty sa nachádzajú na severe Slovenska v pohorí Vysokých Tatier a premostujú cestnú komunikáciu. Mostné objekty boli postavené v rokoch 1968-1969, ide teda o približne 53-ročné mosty. Mosty sú vytvorené z prefabrikovaných predpätých dodatočne predpätých nosníkov v priečnom smere. V pozdĺžnom smere sa jedná o trojpoľovú konštrukciu (tri samostatné polia). V priečnom smere nie sú nosníky spojené spriahujúcou doskou, ale pôsobia ako „žalúziiová doska“. Zvláštnosťou je, že ide o prefabrikované nosníky KA 61 určené pre cestné mosty. V roku 2020 bola Katedra konštrukcií a mostov Stavebnej fakulty Žilinskej univerzity v Žiline požiadaná o vykonanie technického prieskumu a diagnostiky uvedených mostov. Požadovaná bola vizuálna kontrola, diagnostika, overenie skutočných rozmerov a materiálových charakteristík. Následne bol vykonaný prepočet objektov – stanovenie zaťažiteľnosti.

1 ÚVOD

Koncom 19. storočia vzrástol záujem turistov o Vysoké Tatry. V tejto súvislosti vznikli požiadavky na pohodlnú dopravu turistov do horských osád. Existencia Košicko-Bohumínskej železnice, ktorá viedla pod Tatrami, a teda v malej vzdialenosti od prosperujúcich tatranských osád, oživila myšlienku železničného spojenia. Obrovský záujem turistov bol najmä o osadu Štrbské Pleso, ktorá mala okrem mnohých hotelov aj štatút liečebných kúpeľov (od roku 1885).

Aj na základe týchto podnetov sa v lete 1895 začalo s výstavbou trate v dĺžke 4,75 km. Prevádzka na železnici začala necelý rok po začatí výstavby, 27. júla 1896 [1]. Pozdĺž trate viedla súbežná cesta, s ktorou sa trať krížila celkom 12-krát. Prevádzka bola ukončená od sezóny 1933, kedy bola pre nerentabilitu nahradená autobusovou dopravou [1].

V roku 1970 sa na Štrbskom Plese mali konať Majstrovstvá sveta v klasickom lyžovaní. Popri potrebách ubytovania a vybudovania športových zariadení vznikla požiadavka na zabezpečenie kapacitnej dopravy. Táto skutočnosť oživila myšlienku prestavby ozubnicovej železnice. Na opustenom telese pôvodnej trate bola vybudovaná nová zubačka, boli odstránené mimoúrovňové križovatky a tak vznikla potreba výstavby troch nových mostných objektov č. 1 až č. 3 v rokoch 1968-1969. V júli 2020 bola premávka na trati zastavená a začala sa kompletná výmena pôvodnej trate a jej napojenie na Tatranskú električkovú železniciu (TEŽ) Poprad-Tatry - Štrbské Pleso. Úpravy súviseli s výmenou vozidiel, ktoré môžu pokračovať v jazde po štandardnej železničnej trati [2]. Nové dopravné

¹ doc. Ing. PhD., Žilinská univerzita v Žiline, Stavebná fakulta, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: +421-41-5135663, e-mail: peter.kotes@uniza.sk

² Ing. PhD., Žilinská univerzita v Žiline, Stavebná fakulta, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: +421-41-5135673, e-mail: martin.vavrus@uniza.sk

³ Ing. PhD., Žilinská univerzita v Žiline, Stavebná fakulta, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: +421-41-5135672, e-mail: frantisek.bahleda@uniza.sk

⁴ Ing., ŽSR, VVÚŽ, Hviezdoslavova 31, 010 02 Žilina, tel.: +421-41-2292621, e-mail: kridla.ondrej@zsr.sk

⁵ Ing., ŽSR, VVÚŽ, Hviezdoslavova 31, 010 02 Žilina, tel.: +421-41-2292621, e-mail: vavak.branislav@zsr.sk

⁶ Ing., ŽSR, Mostný obvod, Pri plynámi 1, 041 50 Košice, tel.: +421-55-2292311, e-mail: zitricky.andrej@zsr.sk

zaťaženie je väčšie ako pôvodné zaťaženie. Z tohto dôvodu vznikla požiadavka na diagnostiku a prepočet troch mostných objektov č. 1 až č. 3.

2 DIAGNOSTICKÝ PRIESKUM A ZÁKLADNÉ PARAMETRE EXISTUJÚCICH MOSTNÝCH OBJEKTOV

V novembri 2020 bola Stavebná fakulta Žilinskej univerzity v Žiline požiadaná o vykonanie stavebno-technického prieskumu a diagnostiky troch vyššie uvedených mostov na ozubnicovej trati v km 0,435 (most č. 1), v km 1,674 (most č. 2) a v km 3,282 (most č. 3), obr. 1. Bolo požadované vykonať vizuálne prehliadky, diagnostiky, overenie skutočných rozmerov a materiálových charakteristík a výpočet odolnosti – prepočet zaťažiteľnosti [3-7]. Z dôvodu nového zaťaženia (nový a ťažší typ vlaku a nový železničný zvršok) sa overilo opätovné využitie existujúcich mostov. Vizuálna obhliadka a diagnostika bola vykonaná v polovici novembra 2020 a výpočty zaťažiteľnosti boli urobené do konca decembra 2020.



Obr. 1 Pohľad na posudzované mostné objekty – most č. 1 (a), most č. 2 (b) a most č. 3 (c)

Mosty boli zhotovené z prefabrikovaných dodatočne predpätých nosníkov KA 61 ako trojpoľové (tri samostatné polia – prosté nosníky). V priečnom smere nie sú nosníky spojené spriahnutou doskou, ale staticky fungujú ako „žalúziová doska“ – medzi nosníkmi sú pozdĺžne klbové spoje. Zvláštnosťou je, že ide o prefabrikované nosníky KA 61 určené pre cestné mosty, na železničné mosty sa nezvykli nepoužívať.

2.1 Mostný objekt č. 1 v km 0,435

Most bol vybudovaný v rámci výstavby križovatky ozubnicovej železnice Štrba - Štrbské Pleso a cesty I/18. Mostnú konštrukciu tvorí 5 predpätých betónových predpätých nosníkov označenia KA 61 (komorový prierez) v priečnom smere dĺžky 19,60 m vo všetkých troch poliach. Na nosníkoch sú vytvorené koncové rímky s betónovou doskou s premennou hrúbkou v priečnom a pozdĺžnom smere tvoriacou žľab - nejde o spriahnutú konštrukciu, šikmá betónová doska bola vytvorená z dôvodu odvodnenia štrkového lôžka. Mostný objekt je v smerovom oblúku $R = 150$ m s pozdĺžnym sklonom 2,26 %. Železničný zvršok má v pozdĺžnom smere rovnaký sklon ako výškové vedenie koľaje. Zábradlia na moste sú oceľové jednoduchého typu. Celková šírka mosta je 5,94 m a voľná šírka medzi zábradliami

mosta je 5,55 m. Most je podopretý šikmo (šikmý), uhol kríženia s vozovkou je 54,37°. Svetlosti mosta sú je 17,88 m + 18,50 m + 17,80 m. Výrobná dĺžka nosníkov KA 61 je 19,60 m. V pozdĺžnom smere ide o trojpoľovú konštrukciu (tri samostatne prosté polia, nie spojený nosník) s dĺžkou polí 19,00 m + 19,00 m + 19,00 m. Nosníky sú 850 mm vysoké, 940 mm široké v hornej časti a 980 mm v spodnej časti. Nosníky sú vyrobené z betónu C35/45 (stanovené nedeštruktívnou skúškou). Podľa pôvodnej dokumentácie [8] je dodatočné predpätie riešené káblami z hladkých drôtov $\phi 4,5$ mm (v počtoch 6 až 12) – túto skutočnosť potvrdila aj diagnostika. Na nosnej konštrukcii (na nosníkoch) je spádová betónová vrstva z betónu C16/20 min. hrúbky 100 mm, ktorá je spojená s krajnými rímsami. Spodnú stavbu tvoria dve monolitické železobetónové opory na veľkopriemerových pilótach s rovnobežnými krídlami a dva medziľahlé piliere (čiastočne prefabrikované). Prefabrikované nosníky sú uložené na železobetónové úložné prahy pomocou korkolitových dosiek hr. 20 mm.

2.2 Mostný objekt č. 2 v km 1,674

Druhý most bol vybudovaný v rámci výstavby križovatky ozubnicovej železnice Štrba - Štrbské Pleso a cesty II/538. Nosná konštrukcia v priečnom smere taktiež pozostáva z 5-tich predpätých betónových nosníkov KA 61, avšak dĺžky rozpätí sú 10,00 m + 13,00 m + 13,00 m (výrobné dĺžky nosníkov sú 10,60 m + 13,60 m + 13,60 m). V prípade statického pôsobenia bola taktiež uvažovaná nosná konštrukcia v priečnom smere ako žalúziová doska. Nedeštruktívnym testovaním Schmidtovým tvrdomerom bolo taktiež potvrdené, že nosníky sú vyrobené z betónu triedy C35/45.

V pozdĺžnom smere je most priamy so šikmým podopretím 66° s pozdĺžnym sklonom 8,50 %. Nosníky sú vysoké 470 mm (dĺžka nosníkov 10,60 m) a 600 mm (dĺžka nosníkov 13,60 m), všetky sú rovnako široké. Celková šírka mosta je 5,23 m a voľná šírka medzi zábradlím mosta je 4,80 m. Spodná stavba pozostáva z dvoch gravitačných monolitických železobetónových opôr s rovnobežnými krídlami a dvoch medziľahlých pilierov (čiastočne prefabrikovaných), ako je to v prípade mosta č. 1.

2.3 Mostný objekt č. 3 v km 3,282

Tretí most bol vybudovaný taktiež v rámci výstavby križovatky ozubnicovej železnice Štrba - Štrbské Pleso a cesty II/538 ako v prípade mostu č. 2. Nosná konštrukcia bola taktiež vytvorená rovnakým spôsobom použitím 5 predpätých betónových nosníkov KA 61, avšak dĺžky rozpätí sú 13,00 m + 19,00 m + 16,00 m (výrobné dĺžky nosníkov sú 13,60 m + 19,60 m + 16,60 m). V prípade statického pôsobenia sa opäť jednalo o žalúzióvu dosku. Nedeštruktívnym testovaním Schmidtovým tvrdomerom bolo opäť potvrdené, že nosníky sú vyrobené z betónu triedy C35/45.

V pozdĺžnom smere je most priamy, ale so šikmým podopretím 45°. Nosníky sú vysoké 850 mm (dĺžka nosníkov 19,60 m), 700 mm (dĺžka nosníkov 16,60 m) a 600 mm (dĺžka nosníkov 13,60 m), všetky sú rovnako široké. Celková šírka mosta je 5,23 m a voľná šírka medzi zábradlím mosta je 4,80 m. Spodná stavba pozostáva z dvoch gravitačných monolitických železobetónových opôr s rovnobežnými krídlami a dvoch medziľahlých pilierov (čiastočne prefabrikovaných), ako je to v prípade mosta č. 1 a 2.

3 SÚČASNÝ STAV MOSTOV A VÝSLEDKY DIAGNOSTIKY

Vykonané boli nedeštruktívne skúšky (NDT) betónu, zisťovaná bola hĺbka karbonizácie a identifikoval sa typ použitej výstuže [9,10]. Obsah chloridových iónov nebol overený, keďže ide o železničné mosty.

Prefabrikované predpäté nosníky sú z betónu triedy C35/45 podľa NDT zistené s použitím Schmidtovho kladiva (súhlasí v projektovou dokumentáciou). Úložné prahy pilierov a opôr a stĺpy pilierov sú z betónu triedy C25/30 - kvalita bola stanovená na jadrových vývrtoch. Všetky prvky sú vystužené výstužou typu 10 400 (A III, $f_{yk} = 400$ MPa). Výstuž bola skenovaná. Betónová krycia vrstva je v rozmedzí 25-30 mm.

Zistené boli tieto základné nedostatky a poruchy:

- Nosná konštrukcia (obr. 2 a,b):
 - priesaky (netesnosť) medzi nosníkmi,
 - povrchová úprava, ktorá bola vykonaná nedávno, odpadávala,
 - lokálne odpadnutá krycia vrstva v miestach strmeňov,
 - nosná konštrukcia je iba mierne zatečená na okrajoch mostného objektu v miestach poškodenia ríms,
 - v miestach káblových kanálikov boli viditeľné trhliny zo spodnej strany nosníkov, odkiaľ aj lokálne vytekala voda (vlhké miesta),
 - boli zistené lokálne trhliny,
 - betonárska výstuž (strmene) vykazuje miernu koróziu, na troch miestach bola odhalená predpínacia výstuž, ale nebola zistená korózia predpínacej výstuže,
 - cementová malta medzi nosníkmi je poškodená, škáry zatekajú a miestami vypadávajú,
 - v stykoch nosníkov sú výluhy a kvaple.
- Spodná stavba (obr. 2 a,b):
 - spodná stavba je relatívne v dobrom stave, ale dochádza k značnému zatekaniu cez dilatčné škáry,
 - povrchová úprava je lokálne opadaná,
 - krycia vrstva je lokálne poškodená,
 - nebola zistená korózia výstuže úložných prahov, záverných stien a ani stĺpov pilierov.



Obr. 2 Poruchy na mostoch – priesaky medzi nosníkmi a priesaky (netesnosť) cez dilatčné škáry na oporách (a), priesaky cez dilatčné škáry na úložných prahoch piliera a korózia strmeňov nosníkov (b)

4 NÁVRH NA ĎALŠIE RIEŠENIE

Vizuálna prehliadka a diagnostika ukázali, aké poruchy sa na moste vyskytovali, aký bol ich rozsah a rozmiestnenie na mostnej konštrukcii. Ako významná porucha sa javilo porušenie izolácie, ktoré spôsobovalo zatekanie medzi nosníkmi a hlavne zatekanie v miestach dilatácií na pilieroch a oporách. Významné boli aj pozdĺžne trhliny v spodnej pásnici predpätých nosníkov v miestach káblových kanálikov. Hrozila korózia výstuže a zníženie únosnosti nosníkov. Po prehliadke a diagnostike boli vykonané prepočty mostných objektov (stanovenie zaťažiteľnosti) – podrobnosti o prepočtoch sú prezentované v nasledujúcom príspevku „Mostné objekty na ozubnicovej železnici - časť 2, prepočet a návrh

rekonštrukcie“, ktorý je prezentovaný na rovnakej konferencii „Betón na Slovensku 2018-2022“. Pri výpočte sa uvažoval aj vplyv prostredia a iné vplyvy ako únava [11-13]. Na základe vizuálnej prehliadky bolo možné ohodnotiť stav mosta takto:

- K - stupeň 2 – vyhovujúci
- S – stupeň 2 – vyhovujúci.

Z uvedeného vyplývalo, že návrh opatrení musel byť zameraný na celý mostný objekt tak, aby sa zlepšil jeho celkový stav a aby sa zvýšila jeho zaťažiteľnosť. Na základe vykonanej diagnostiky a prepočtu mostného objektu sa odporúčalo zvýšiť spoľahlivosť a životnosť mostného objektu na ozubnicovej trati takto:

- Zaťažiteľnosť bola nevyhovujúca, takže bolo potrebné nosné konštrukcie zosilniť (navrhovali sme sanovať súčasný mostný objekt tak, aby sa zvýšila jeho zaťažiteľnosť s ohľadom na nové EN normy),
- Zosilnené mali byť aj spodné stavby - piliere.
- Zvýšiť kvalitu a pravidelnosť údržby tak, aby sa most ako celok a aj jeho jednotlivé časti nedostali do nevyhovujúceho stavu.

Ako alternatívy zosilnenia nosnej konštrukcie boli navrhované:

- Predpokladalo sa, že by pôvodná vyrovnávacia a spádová vrstva betónu spolu s rímsami mala byť odstránená a mala by sa nahradiť novou vrstvou z betónu kvality aspoň C35/45 a viac, ktorá by ale bola spriahnutá s pôvodnou nosnou konštrukciou a tým pádom by nepriťažila nosnú konštrukciu, ale naopak pomohla by zvýšiť únosnosť prierezu (pomohla by pri priečnom roznose a zvýšila by výšku únosného prierezu).
- Alternatívne bolo možné, pri nutnosti dodržania prevádzkových podmienok na trati, navrhnuť zosilnenie prefabrikovaných nosníkov (prierezov) v ohybe na spodnej ploche nosníkov pomocou predpätých uhlíkových lamiel alebo tkanín (FRP materiály) – táto alternatíva bola nakoniec zvolená.

Zosilnenia spodnej stavby sa odporúčalo vykonať týmto spôsobom:

- Kruhovú stĺpu drieru pilierov bolo odporúčané zosilniť pomocou pridaním novej vrstvy betónu min. triedy C30/37 vystuženú betonárskou výstužou kvality B 500B (obetónovanie);
- Úložné prahy bolo možné zosilniť obetónovaním zo spodnej strany a z bočných strán, pričom by sa pridala nová výstuž v ohybe a v šmyku; druhou alternatívou bolo (ak by to výpočtom vyhovovalo) zosilniť prierezy v ohybe a v šmyku pomocou uhlíkových lamiel a tkanín (FRP materiály).
- Alternatívne bolo možné vyplniť priestor medzi stĺpmi pilierov železobetónovou stenou, ktorá by zosilnila nie len zvislé stĺpy, ale aj úložné prahy – táto alternatíva bola nakoniec zvolená.

6 ZÁVER

V príspevku je uvedený výsledok diagnostiky troch mostov na ozubnicovej železnici medzi Tatranskou Štrbou – Štrbským Plesom na Slovensku. Mostné objekty boli diagnostikované v rámci modernizácie železničnej ozubnicovej trate a bolo overené ich možné opätovné využitie. Výsledky diagnostiky a výpočtu ukázali, že mostné objekty sú v pomerne dobrom stave, ale nevyhovujú odolnosti prierezov na nový typ vlaku (nové zaťaženie).

Aby bolo možné objekty naďalej využívať, bolo odporúčané objekty zrekonštruovať a zosilniť. Najlepším a najvhodnejším spôsobom zosilnenia sa javilo použitie predpätých CFRP lamiel, ktoré boli aj nakoniec aplikované. Toto je praktický spôsob využitia starších existujúcich mostných konštrukcií pre opätovné využitie.

Pod'akovanie

Tento článok vznikol za finančnej podpory Grantovej agentúry VEGA SR v rámci riešenia úloh 1/0306/21 a zároveň táto publikácia vznikla vďaka podpore v rámci operačného programu Interreg V-A Slovenská republika – Česká republika pre projekt: Hodnotenie dopadu environmentálneho zaťaženia na stav mostných objektov cezhraničnej dopravnej siete, 304011Y277, spolufinancovaný zo zdrojov Európskeho fondu regionálneho rozvoja.

Literatúra

- [1] Ozubnicová železnica na Štrbské Pleso. Stránka Železníc Slovenskej Republiky [online] <https://www.zsr.sk/o-nas/historia-zeleznic/1873-1918/miestne-zeleznice/ozubnicova-zeleznica-strbske-pleso/>, 2018.
- [2] Pripravovaná rekonštrukcia OŽ Štrba – Štrbské Pleso [online]. <https://www.railpage.net/pripravovana-rekonstrukcia-oz-strba-strbske-pleso/>, 2019.
- [3] Koteš P., Vičan J.: Reliability-based evaluation of existing concrete bridges in Slovakia according to Eurocodes. The Fourth International fib Congress 2014, Mumbai, „Improving Performance of Concrete Structures“, Proceedings, Mumbai, India, © IMC-FIB, s. 227-229, 2014.
- [4] Koteš P., Vičan J.: Recommended reliability levels for the evaluation of existing bridges according to eurocodes. Structural Engineering International – International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), 23(4), s. 411-417, 2013.
- [5] Koteš P., Prokop J., Strieška M., Vičan J.: Calibration of partial safety factors according to Eurocodes. 26th R-S-P Seminar 2017 Theoretical Foundation of Civil Engineering, Warszawa, Poland, MATEC Web of Conferences, 2017; 117: art. no 00088, DOI: 10.1051/mateconf/201711700088, 2017.
- [6] Kala, Z. Global Sensitivity Analysis of Reliability of Structural Bridge System. Engineering Structures, 194, s. 36-45, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.05.045>, 2019.
- [7] Kala, Z. Sensitivity Analysis in Probabilistic Structural Design: A Comparison of Selected Techniques. Sustainability, 12(11), 4788, <https://doi.org/10.3390/su12114788>, 2020.
- [8] Katalóg – Prefabrikované cestné mosty svetlosti 9-12-15-18-21 m montované z predpätých nosníkov KA-61. Úplný typový podklad, časť A., Dopravoprojekt Bratislava, 1961.
- [9] Odrobiňák J., Hlinka, R.: Degradation of steel footbridges with neglected inspection and maintenance. Bridges in Danube Basin 2016, Procedia Engineering, Elsevier, 156, s. 304-311, 2016.
- [10] Odrobiňák J., Gocál J., Jošt J.: NSS test of structural steel corrosion. Roczniki Inżynierii Budowlanej Polish Academy of Science, Territorial Branch Katowice, 15, s. 7-14, 2017.
- [11] Macho M., Ryjaček P.: The impact of the severe corrosion on the structural behavior of steel bridge members. Advances and Trends in Engineering Sciences and Technologies - Proceedings of the International Conference on Engineering Sciences and Technologies, ESaT 2015, s. 23-128, 2015.
- [12] Hollý I., Bilčík J., Gajdošová K.: Numerical modeling of reinforcement corrosion on bond behaviour. International Multidisciplinary Scientific GeoConference Surveying Geology and Mining Ecology Management, SGEM, 249, s. 191-196, 2016.
- [13] Krivy V., Kubzova M., Kreislova K., Urban V.: Characterization of corrosion products on weathering steel bridges influenced by chloride deposition, Metals 2017, 7(336), doi: 10.3390/met7090336, 2017.

Sekcia C

MATERIÁL

ŠTÚDIUM VHODNOSTI V SÚČASNOSTI NEPOVOLENÝCH CEMENTOV V CEMENTOBETÓNOVÝCH KRYTOCH A PREUKAZOVANIE ICH TRVANLIVOSTI

*Michal Bačuvčík¹–Lukáš Húlek²–Michal Cápay³–Ivan Janotka⁴–Rudolf
Mackovič⁵*

ABSTRAKT

Zväz výrobcov cementu SR má aktuálne snahu výskumne overovať a objektívne presadzovať zmesové cementy do výrobných noriem, v ktorých nie je nateraz preukázaná ich vhodnosť. Príkladom tohto zámeru je prebiehajúci dlhodobý výskumný projekt na overenie použiteľnosti zmesových cementov v cementobetónových krytoch CB I, II a III, ktorých vhodnosť v súčasnosti nie je v norme STN 73 6123 preukázaná. Príspevok prezentuje priebežné parciálne závery z výsledkov 1. a 2. etapy projektu, ktoré zohľadňujú skúšanie podstatných základných vlastností cementov a betónov v zmysle STN 73 6123 a vybraných funkčných vlastností betónov z ohľadom na ich trvanlivosť.

1 ÚVOD

Na Slovensku sa v súčasnosti zhotovujú asfaltové vozovky pre ich nižšie investičné náklady v porovnaní s cementobetónovým krytom (CBK). Výhody použitia CBK presvedčili už mnohé krajiny (napr. Rakúsko, Českú republiku, Poľsko, Slovinsko, Nemecko, Belgicko a Francúzsko), preto je nutné uvažovať o ich intenzívnejšom využívaní aj na Slovensku. Inšpirujúcim príkladom pre Slovensko môže byť úspešné zhotovenie vozovky z CBK na 8 km úseku cesty medzi Rohožníkom a Malackami v roku 2019 (obr. 1).



Obrázok 1 CBK na úseku cesty medzi Rohožníkom a Malackami

Vozovka z CBK má v porovnaní s asfaltovou vozovkou svoje výhody ale aj nevýhody. Medzi výhody môžeme zaradiť ich tuhosť, mechanickú odolnosť, využiteľnosť domácich zdrojov na ich zhotovenie, nižšie nároky na ich údržbu, úplnú recyklovateľnosť, svetlejší povrch, nehorľavosť, absenciu vylúhovania nebezpečných látok a iné. Nevýhodami CBK oproti asfaltovým vozovkám sú vyššie náklady na zhotovenie, zložitosť opráv, nutné riešenie škár a iné. Výroba vstupných materiálov na zhotovenie CBK je plne pokrytá z domácich surovín, čo má na rozdiel od asfaltu priamy pozitívny vplyv na zahraničnú obchodnú bilanciu Slovenska a udržanie, respektíve rast zamestnanosti [1].

¹ Ing. PhD., Technický a skúšobný ústav stavebný, n.o., Studená 3, 821 04 Bratislava, +421 907 823 026, bacuvcik@tsus.sk

² Ing., Technický a skúšobný ústav stavebný, n.o., Studená 3, 821 04 Bratislava, +421 949 409 831, hulek@tsus.sk

³ Ing., Technický a skúšobný ústav stavebný, n.o., Studená 3, 821 04 Bratislava, +421 911 106 358, capay@tsus.sk

⁴ Ing. DrSc, Technický a skúšobný ústav stavebný, n.o., Studená 3, 821 04 Bratislava, +421 918 943 972, janotka@tsus.sk

⁵ Ing., Zväz výrobcov cementu SR, Bohrova 1194/1, 851 51 Bratislava, +421 903 800 142, mackovic@zvc.sk

Na zhotovenie CBK je podľa normy STN EN 73 6123 [2] možné použiť cementy nasledovne: pre skupinu CB I sa musí použiť portlandský cement CEM I alebo špeciálny cestný cement a pre skupiny CB II a CB III sa môže použiť CEM I, prípadne CEM II/A-S a CEM II/B-S.

Cementárenský priemysel sa zaviazal do roku 2030 k zníženiu emisii skleníkových plynov o 55 % oproti roku 1990 a do roku 2050 k dosiahnutiu uhlíkovej neutrality [3]. Zväz výrobcov cementu Slovenskej republiky je preto nútený podnikať korcky na postupné znižovanie emisie CO₂, ktoré vzniká počas výroby portlandského slinku a teda portlandského cementu CEM I [4]. Jednou z možností redukcie emisie CO₂ je produkcia ekologicky úspornejších zmesových cementov, ktoré obsahujú menej slinku ako portlandský cement CEM I. Spotrebitelia zmesových cementov sa stretávajú s normatívnym problémom ich zabudovania v niektorých stavebných výrobkoch, kde doteraz nie je preukázaná ich vhodnosť, ako sú napríklad CBK. Ďalším príkladom je aktuálna problematika uplatňovania nových druhov kompozitných cementov, ktoré sú predmetom normy STN EN 197-5 [5], v betóne a betonárskych výrobkoch.

Na základe požiadavky Zväzu výrobcov cementu SR (ZVC) realizuje Technický a skúšobný ústav stavebný, n.o. (TSÚS) dlhodobý výskumný projekt na overenie použiteľnosti cementov CEM II/A-S, CEM II/B-S, CEM II/A-LL a CEM III/A v cementobetónových krytoch CB I, II a III, čím sa má vytvoriť možnosť použitia ekologicky šetrnejších cementov, z pohľadu emisii CO₂.

2 METODIKA PROJEKTU

Projekt overuje podľa zadania použiteľnosť nasledovných typov cementov v CBK (ďalej ako CB I, CB II a CB III):

- pre CB I – CEM II/A-S a CEM II/B-S
- pre CB II – CEM II/A-LL
- pre CB III – CEM III/A a CEM II/A-LL

Projekt je pre každý overovaný systém rozdelený do 3 samostatných etáp.

2.1 Prvá etapa - Základné vlastnosti cementov a betónov pre CBK

V 1. etape projektu sa skúšali základné vlastnosti cementov podľa požiadaviek STN EN 197-1 [6] a porovnávali sa s požiadavkami podľa kapitoly 5.2.2 STN 73 6123 [2]. Zámerom bolo prvotné posúdenie vhodnosti cementov na ďalšie skúšanie v betónoch pre CBK a špecifikáciu ich parametrov.

Pre overovanie základných parametrov betónov sa vyrobili referenčné betóny pre skupiny CB I, CB II a CB III (REF-CB) podľa receptúr od výrobcov betónov, ktoré boli overené na splnenie požiadaviek normy STN 73 6123, a experimentálne betóny podľa rovnakých receptúr s výnimkou použitých cementov podľa zadania (EXP-CB). V receptúrach betónov CBK sa nastavili dávky prísad tak, aby spĺňali požiadavku na obsah vzduchu v čerstvom betóne a vykazovali porovnateľnú konzistenciu. Všetky betóny sa podrobili skúškam vlastností čerstvého a zatvrdnutého betónu podľa požiadaviek STN 73 6123 [2] a súboru skúšobných noriem STN EN 12350 a STN EN 12390, resp. noriem STN 73 1322, STN 73 1326 a STN EN 480-11.

2.2 Druhá etapa - Overenie funkčných a trvanlivostných parametrov betónov pre CBK

V 2. etape projektu sa podrobujú jednotlivé REF-CB a vyhovujúce EXP-CB betóny skúškam na overenie ich funkčných parametrov a trvanlivosti nad rámec požadovaných skúšok podľa STN 73 6123 [2]. Na betónoch sa skúša (obr. 2):

- Plastické zmrašťovanie so zameraním na posúdenie vzniku zmrašťovacích trhlín počas tuhnutia betónov podľa Metodiky TSÚS, ktorá principiálne postupuje podľa normy ASTM C 1579-06;
- Dlhodobé skúšky objemových zmien (zmrašťovanie) betónov podľa normy STN 73 1320 v regulovanom prostredí počas minimálne 180 dní od výroby;
- Dlhodobé skúšky pevnosti v ťahu pri ohybe, v priečnom ťahu a v tlaku betónu po minimálne 1 roku vplyvu klimatických zmien expozíciou telies v exteriérnych priestoroch a na porovnanie v referenčnom laboratórnom uložení. Miesto exteriérového uloženia bolo vybrané na základe podmienky najväčšieho počtu zmrazovacích a rozmrazovacích cyklov počas roka (spolupráca so SHMU). Počas uloženia sa priebežne merajú objemové zmeny a zmeny v dynamickom module pružnosti betónov.
- Overenie súdržnosti povrchovej vrstvy (ťahová skúška) podľa STN 73 6242 betónu po úprave zdrsnením pred a po skúške odolnosti proti pôsobeniu vody a chemických a rozmrazovacích látok.
- Porovnanie obrusnosti betónov podľa STN 73 1324.

Výsledkom druhej etapy bude zhodnotenie a porovnanie dlhodobých a funkčných vlastností EXP-CB betónov v porovnaní s REF-CB betónmi.



Obrázok 2 Skúšky v 2. etape - vznik trhlín, obrusnosť, dlhodobá expozícia

2.3 Tretia etapa - Overenie použiteľnosti betónov na referenčnom úseku pre CBK

Na základe výsledkov z 1. a 2. etapy projektu sa navrhne pokusná realizácia na tzv. referenčných úsekoch pre vybrané CBK podľa špecifikácií v kapitole 8.4 normy STN 73 6123 [2]. Na referenčnom úseku vykonáme normou predpísaný rozsah skúšok. Tretia etapa projektu predstavuje konečný hmotný realizačný výstup, nevyhnutne potrebný na absolútne posúdenie vhodnosti daného cementu pre danú skupinu CBK. Pozitívne výsledky umožnia do normy STN 73 6123 [2] postupné presadzovanie použiteľnosti daného cementu v rámci danej skupiny CBK.

3 PARCIÁLNE VÝSLEDKY PROJEKTU

Za účelom zhodnotenia parametrov cementov v porovnaní s požiadavkami STN EN 73 6123 [2] pre skupinu CB I a STN EN 197-1 sme vykonali skúšky podľa tabuľky 1. Výsledky slúžia na špecifikáciu parametrov cementov, pre použitie v jednotlivých skupinách CBK, podľa výsledkov na betónoch. Celkové vyhodnotenie sa vykoná až na konci projektu, po absolvovaní všetkých 3 etáp.

Skúmané cementy sa v niektorých vlastnostiach líšia od požiadaviek pre použitie v CB I:

- vyšším merným povrchom (čo môže spôsobiť zvýšenie spotreby zámesovej vody; zvýšené riziko zmrastenia betónu – overuje sa v rámci 2. etapy projektu),
- stratou žiháním (okrem CPC a CEM III/A),
- vyšším obsahom MgO pre CEM III/A (môže zvýšiť riziko horečnatého rozpínania).

Pomerne vysokú hodnotu straty žiháním u cementu CEM II/A-LL pripisujeme prítomnosti vápenca CaCO_3 , čo sme dokázali termickou analýzou cementu. Vysoká celková strata žiháním preto nepredstavuje žiadne riziko cementu CEM II/A-LL v betónoch.

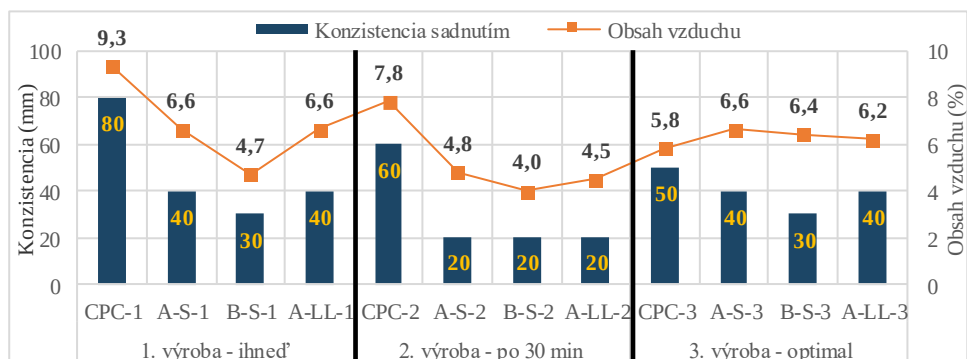
Tabuľka 1 Základné parametre cementov podľa STN EN 73 6123 a STN EN 197-1

Názov vlastnosti cementu	Požiadavka pre CB I	Zistený parameter ¹⁾				
		CPC	CEM II/A-S	CEM II/B-S	CEM II/A-LL	CEM III/A
Strata žiháním (% hmot.)	≤ 3	1,25	3,32	3,74	7,28	2,35
Obsah MgO (% hmot.)	≤ 5	4,45	2,80	3,94	1,95	5,88
Kys. nerozlož. podiel (% hmot.)	≤ 1,5	0,45	0,27	0,72	0,21	0,43
Obsah SO ₃ (% hmot.)	≤ 3,5	2,81	2,77	2,81	2,58	2,35
Merný povrch (m ² /kg)	225-350	318	394	439	447	426
Začiatok tuhnutia cementu (min)	≥ 90	135	155	215	160	205
Doba tuhnutia cementu (min)	< 720	185	225	340	265	300
Objemová stálosť cementu (mm)	≤ 10	0,5	0,5	0,0	0,5	1,0
Pevnosť v tlaku po 2 dňoch (MPa)	STN EN 197-1	25,7	22,5	17,6	26,6	15,1
Pevnosť v tlaku po 28 dňoch (MPa)	STN EN 197-1	55,4	51,5	56,3	49,8	46,1
Obsah chloridov (% hmot.)	STN EN 197-1	0,103	0,055	0,053	0,080	0,068

¹⁾ šedá farba označuje odchýlku parametru od požiadavky normy STN EN 73 6123 pre CB I

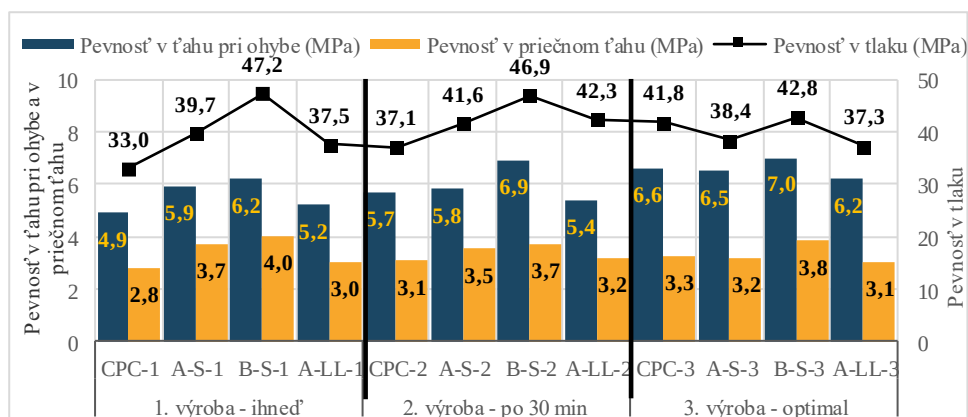
Vyrobili sa 3 zámеси betónov a odskúšali sa ich reologické vlastnosti (obr. 3) a pevnostné charakteristiky (obr. 4) podľa požiadaviek STN EN 73 6123. Prvé a druhé zámеси obsahovali rovnaké dávky prísad a v tretej zámеси sa optimálne upravili dávky prísad za účelom dosiahnutia rovnakých reologických vlastností čerstvých betónov. Prvá a tretia zámես sa skúšala a plnila do foriem ihneď po zamiešaní, druhá zámես po 30 minútach státia betónu v miešačke. Všetky betóny mali zložky rovnaké (okrem druhu cementu). Betón s cestným portlandským cementom (CPC) predstavoval referenčný betón a betóny s CEM II/A-S (A-S), CEM II/B-S (B-S) a CEM II/A-LL (A-LL) predstavovali experimentálne betóny pre jednotlivé skupiny CB I a CB II podľa zadania.

Betóny sa ďalej podrobili skúškam odolnosti povrchu betónu proti pôsobeniu vody a chemických rozmrazovacích látok (CHRL) po 100 cykloch (tab. 2), mrazuvzdornosti po 300 cykloch (tab. 2) a na betónoch z 3. výroby sa zistil aj súčiniteľ priestorového rozloženia vzduchových pórov (tab. 3).



Obrázok 3 Reologické vlastnosti čerstvých betónov

Použitím cementov v experimentálnych betónoch (A-S, B-S a A-LL) sa pri zachovaní dávok prísad (1. a 2. výroba) menili ich reologické vlastnosti a to znižovaním obsahu vzduchu a znižovaní miery sadnutia kužeľa (konzistencia) v porovnaní s referenčným betónom (CPC). Optimálnou úpravou dávok prísad (3. výroba) sa dosiahli betóny porovnateľných reologických vlastností.



Obrázok 4 Pevnostné charakteristiky zatvrdnutých betónov vo veku 28 dní od výroby

Tabuľka 2 Odolnosť 28 dňových betónov proti CHRL a mrazuvzdornosť betónov

Označenie výroby	Označenie betónu	CHRL	Mrazuvzdornosť - 300 cyklov	
		Odpad po 100 cykloch ¹⁾ (g/m ²)	Pevnosť v ťahu pri ohybe (MPa) zmrazované / nezmraz.	Súčiniteľ mrazuvzdornosti (-)
1. výroba - rovnaké dávky prísad - výroba ihneď	CPC-1	344,31	5,8 / 6,3	0,92
	A-S-1	408,95	6,7 / 6,1	1,10
	B-S-1	529,85	7,7 / 7,3	1,05
	A-LL-1	332,89	5,6 / 5,4	1,04
2. výroba - rovnaké dávky prísad - výroba po 30 min	CPC-2	489,74	5,8 / 6,2	0,94
	A-S-2	485,82	6,6 / 7,0	0,94
	B-S-2	766,55	7,3 / 7,5	0,97
	A-LL-2	462,49	6,3 / 6,3	1,00
3. výroba - úprava dávky prísad - výroba ihneď	CPC-3	223,36	6,4 / 7,0	0,91
	A-S-3	336,66	6,6 / 6,5	1,02
	B-S-3	622,16	10,7 / 11,4	0,94
	A-LL-3	340,06	6,4 / 7,0	0,91

¹⁾ šedá farba označuje odchýlku parametru od požiadavky normy STN EN 73 6123 pre CB I a CB II

Tabuľka 3 Charakteristiky vzduchových dutín v zatvrdnutom betóne

Označenie výroby	Označenie betónu	Obsah vzduchových dutín v zatvrdnutom betóne (%)		Súčiniteľ priestorového rozloženia vzduchových pórov (mm)
		celkový	mikroskopický	
3. výroba - úprava dávky prísad - výroba ihneď	CPC-3	3,20	1,76	0,22
	A-S-3	5,36	2,36	0,20
	B-S-3	3,67	2,32	0,16
	A-LL-3	5,18	2,53	0,19

Výsledky skúšok zatvrdnutých betónov z prvej etapy projektu môžeme vyhodnotiť podľa STN EN 73 6123 [2] nasledovne:

- všetky betóny spĺňajú požiadavky na pevnostné charakteristiky pre CB I a CB II;
- všetky betóny spĺňajú odporúčanú požiadavku na mrazuvzdornosť pre CB I a CB II;
- všetky betóny okrem B-S spĺňajú požiadavku na odolnosť proti CHRL pre CB I a CB II;
- všetky betóny spĺňajú požiadavku na súčiniteľ priestorového rozloženia vzduchových pórov pre CB I a CB II.

Opakované skúšky odolnosti betónov proti CHRL sa vykonali podľa zadania vo veku 90 dní od výroby (tab. 4). Zámerom bolo preukázať vplyv všeobecne známej vlastnosti zmesových cementov postupného tvrdnutia aj po uplynutí 28 dní. Táto vlastnosť sa bežne využíva pri skúškach pevnosti po 56 alebo po 90 dňoch. Zlepšenie výsledkov opakovaných skúšok odolnosti betónov proti CHRL po 90 dňoch sa najvýraznejšie prejavilo na betóne s CEM II/B-S, čím sme overili jeho odolnosť.

Tabuľka 4 Odolnosť 90 dňových betónov proti CHRL

Označenie výroby	Označenie betónu	Odolnosť proti CHRL - odpad po 100 cykloch (g/m ²)
4. výroba - úprava dávky prísad - výroba ihneď	CPC-4	111,43
	A-S-4	166,16
	B-S-4	272,47
	A-LL-4	272,99

4 PARCIÁLNE ZÁVERY PROJEKTU Z DOTERAJŠIEHO RIEŠENIA

Z výsledkov 1. etapy projektu overenia použitia cementov CEM II/A-S, CEM II/B-S a CEM II/A-LL v cementobetónových krytoch CB I a II vyplývajú nasledovné závery:

- 1) cement **CEM II/A-S 42,5 N** je, pri podmienkach výskumného projektu a v porovnaní s cestným portlandským cementom, **použiteľný** v betóne pre CB I, zatiaľ bez overenia jeho trvanlivosti a spoľahlivosti;
- 2) cement **CEM II/A-LL 42,5 N** je, pri podmienkach výskumného projektu a porovnaní s normou dovoľenými cementmi, **použiteľný** v betóne pre CB II, zatiaľ bez overenia jeho trvanlivosti a spoľahlivosti. Cement CEM II/A-LL sa z hľadiska pevnostných charakteristík najviac približuje cementu CEM II/A-S;
- 3) cement **CEM II/B-S 42,5 N** je, pri podmienkach výskumného projektu, v porovnaní s cestným portlandským cementom a prijateľných výsledkov opakovaných skúšok odolnosti proti CHRL po 90 dňoch, **použiteľný** v betóne pre CB I, zatiaľ bez overenia jeho trvanlivosti a spoľahlivosti;
- 4) na potvrdenie a doplnenie záverov 1 až 3 **pokračujeme v 2. a 3. etape** projektu, v ktorých sa zameriavame na overenie trvanlivosti a spoľahlivosti betónov;
- 5) prípadné pozitívne výsledky umožnia v CBK aplikovanie ekologicky šetrnejších cementov, z pohľadu emisií CO₂, namiesto terajších energeticky a ekologicky náročnejších druhov.

Literatúra

- [1] ROBL, P.: *Výhody cementobetónových vozoviek* [online]. Citované 25.02.2022. Dostupné na internete: <https://www.asb.sk/stavebnictvo/inzinierske-stavby/vozovky/vyhody-cementobetonovych-vozoviek>
- [2] STN 73 6123: *Stavba vozoviek. Cementobetónové kryty*. Bratislava, 2018.
- [3] The European cement association – Cembureau.: *Cementing the European Green Deal, Reaching climate neutrality along the cement and concrete value chain by 2050* [online]. Citované 25.02.2022. Dostupné na internete: https://cembureau.eu/media/kuxd32gi/cembureau-2050-roadmap_final-version_web.pdf
- [4] MACKOVIČ, R.: *Dosiahnutie uhlíkovej neutrality v cementárskom priemysle a jej vplyv na betón*. Štrbské Pleso: Zborník príspevkov z konferencie Betón 2021, 2021, s. 13 až 15.
- [5] STN EN 197-5: *Cement. Časť 5: Portlandský kompozitný cement CEM II/C-M a kompozitný cement CEM VI*. Bratislava, 2022.

OCHRANA BETÓNU PROTI ÚČINKU ATMOSFERICKÉHO CO₂ TENKÝM POVLAKOM KRYCEJ OMIETKY

*Lukáš Húlek¹ – Michal Bačuvčík² – Jakub Gašpárek³ – Ivan Janotka⁴ –
Peter Paulík⁵*

ABSTRAKT

Vrstva 2-4 mm ochrannej krycej omietky (OKO) sa preukázala ako účinná proti-karbonatizačná bariéra na 100-ročnom betóne pevnostnej triedy cca 20-25 MPa na deviatich mostoch na Slovensku. Betón pod OKO, ktorá je charakterizovaná nízkou priepustnosťou skarbonatizoval do hĺbky pod 2 mm. Predložený článok sa zaoberá výskumom aspektov nízkej hĺbky karbonatizácie betónu s dôrazom na objasnenie funkcionality OKO ako aj inovatívnej alternatívy OKO zhotovenej z dnes dostupných stavebných materiálov.

1 ÚVOD

Proces karbonatizácie závisí predovšetkým od materiálového zloženia a fyzického stavu betónu. Betón karbonatizuje tým pomalšie, čím vyššia je jeho nepriepustnosť. Betón s vyšším obsahom cementu sa vyznačuje pomalším priebehom karbonatizácie. Karbonatizáciu ovplyvňujú vonkajšie podmienky prostredia, ako je množstvo CO₂ v atmosfére, obsah vlhkosti, zmeny vlhkosti a teploty v čase [1]. Mostné konštrukcie sú vystavené prevažne vplyvu prostredia XC3 alebo XC4 podľa klasifikácie STN EN 206 + A2 [2]. Prostredie XC4 predstavuje najhorší prípad, čo znamená, že karbonatizácia prebieha najrýchlejším tempom. Konštrukčné prvky z betónu vystavené prostrediu XC4 majú preto predpísanú väčšiu hrúbku krytia oceľovej výstuže. Pred 100 rokmi, na rozdiel od súčasnosti, sa karbonatizácia nevnímala ako problém, pretože poznatky o jej pôsobení na betón boli vtedy marginálne. Agresívne pôsobenie CO₂ na betón sa prejavuje tvorbou CaCO₃ s následným znížením alkality betónu. Ochranná funkcia OKO proti karbonatizácii betónu má výrazný dopad na jeho trvanlivosť. Zámerom príspevku je ukázať rozdiel v hĺbke karbonatizácie betónu, nekrytého a krytého OKO na viac ako 100-ročných mostoch a predstaviť novú alternatívnu OKO s hrúbkou 2-4 mm, ktorá sa vyznačuje podobnou funkčnosťou ako proti-karbonatizačná bariéra.

2 EXPERIMENTÁLNY POSTUP A DISKUSIA

2.1 Meranie na mostoch

V období 2014 až 2020 sa pozornosť výskumu sústredila na deväť starých mostov ešte s parciálne zachovanou OKO na povrchu konštrukčného betónu. Tento článok sa zameriava na výber najreprezentatívnejších výsledkov z dvoch mostov: 125-ročný most v meste

¹ Ing., Technický a skúšobný ústav stavebný, n. o., Studená 3, 821 04 Bratislava, tel.: +421 949 409 831 e-mail: hulek@tsus.sk

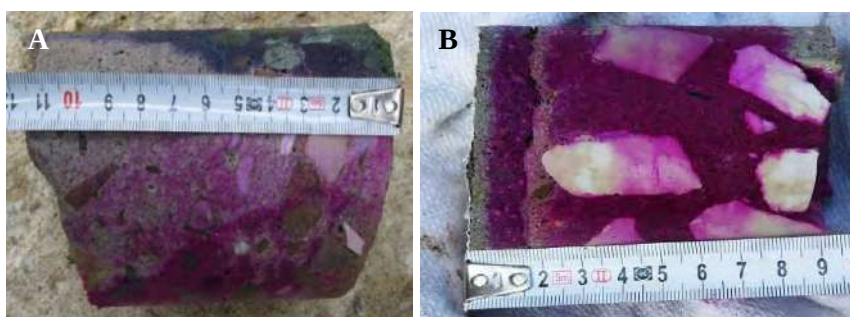
² Ing., PhD., Technický a skúšobný ústav stavebný, n. o., Studená 3, 821 04 Bratislava, tel.: +421 907 823 026, e-mail: bacuvcik@tsus.sk

³ Ing., Stavebná fakulta Slovenskej technickej univerzity, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: +421 910 325 528, e-mail: jakub.gasperek@stuba.sk

⁴ Ing., DSc., Technický a skúšobný ústav stavebný, n. o., Studená 3, 821 04 Bratislava, tel.: +421 918 943 972, e-mail: janotka@tsus.sk

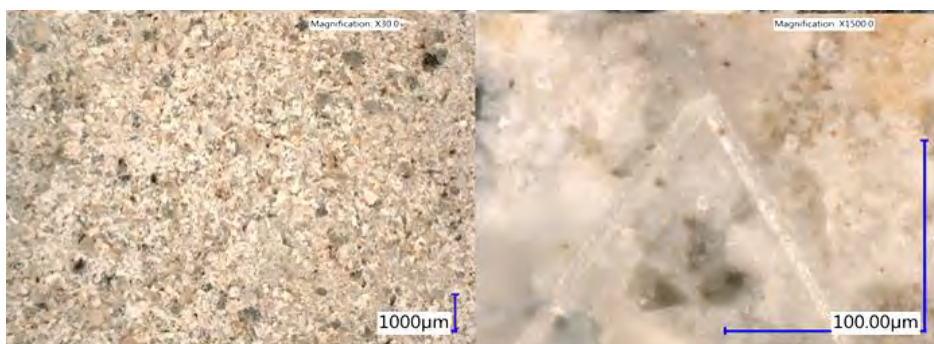
⁵ Doc., Ing., PhD., Stavebná fakulta Slovenskej technickej univerzity, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: +421 903 585 663, e-mail: peter.paulik@stuba.sk

Krásno nad Kysucou a 105-ročný most pri meste Sládkovičovo, z in-situ a laboratórnych skúšok [3]. Z výskumu na moste **Krásno nad Kysucou** sa získali nasledovné poznatky: Na základe výsledkov nedeštruktívnych skúšok 125-ročný betón charakterizovala pevnosť v tlaku 33,7 MPa (stanovená Schmidovým tvrdomerom, model N), dynamický modul pružnosti medzi 12 - 16 GPa (ultrazvukový prístroj) a prídržnosť povrchovej vrstvy betónu medzi 1 - 2 MPa (za použitia odtrhových terčov), ktorá je považovaná za pevnosť betónu v ťahu. Laboratórne skúšky, zrealizované na odobratých vývrtoch, poukázali na betón priemernou objemovou hmotnosťou 2 110 kg/m³, dynamickým a statickým modulom pružnosti medzi 29 - 37 GPa a 15 - 24 GPa. Betón podľa súčasného označenia STN EN 206+A2, spadá do pevnostnej triedy C20/25. Počas letných rekonštrukčných prác v roku 2015, zistená hĺbka karbonatizácie nosnej oblúkovej konštrukcie a ríms pod starou OKO bola < 2 mm (obrázok 1-A), zatiaľ čo nová reprofilácia povrchu konštrukcie nanesená v máji 2016 skarbonatizovala za jeden rok do hĺbky 10 mm (obrázok 1- B). Hĺbka karbonatizácie modernej priemyselne vyrobenej reprofilačnej hmoty je po 1 roku exponovania väčšia v porovnaní s karbonatizáciou betónu chráneného 125 rokov starou OKO. Táto skutočnosť indikovala význam nepriepustnosti samotnej OKO. Obnažený betón na miestach s odpadnutou OKO skarbonatizoval až do hĺbky 80 mm.



Obrázok 1 Hĺbka karbonatizácie starého betónu; A – pod pôvodnou omietkou pred rekonštrukciou; B – po rekonštrukcii reprofilačnou hmotou a roku vonkajšieho exponovania

Betón krytý OKO je dobre chránený pred karbonatizáciou. Ukazuje sa, že OKO na povrchu podkladového betónu predstavuje príčinu nízkej hĺbky karbonatizácie (obrázok 1).



Obrázok 2 Amorfné vyzerajúce usadeniny uhličitanov v 2 - 4 mm vrstve starej OKO a ihlica dobre vyvinutého kryštálu CaCO₃ ako karbonatizačného produktu

Vytvorené amorfne vyzerajúce, zahustené, akoby v jeden kompaktný celok splynuté uhličitany naakumulované v stiesnených priestorových podmienkach 2-4 mm vrstvy OKO vytvárajú najlepšie predpoklady pre vznik bariéry na báze zabudovaného vápenca so schopnosťou dramaticky znížiť prenikanie CO₂ do podkladového betónu (obrázok 2) [3].

Na 105-ročnom moste pri meste **Sládkovičovo** [4, 5] sa pozornosť venovala najmä vzťahu medzi nepriepustnosťou OKO a jej schopnosťou zabrániť prenikaniu CO₂ do betónu (Tabuľka 1). Metodika použitá na moste Krásno nad Kysucou sa rozšírila o meranie povrchovej permeability nekrytého a betónu krytého OKO prostredníctvom Torrentovej skúšky priepustnosti [6]. Nižší koeficient kT dokazuje nižšiu priepustnosť. Hodnota pod $1 \times 10^{-16} \text{ m}^2$ svedčí o vysoko nepriepustnom betóne, respektíve OKO. Objemová hmotnosť, dynamický, statický modul pružnosti a pevnosť v tlaku nekrytého betónu sú: 2 110 kg/m³, 30,8 GPa, 16,1 GPa a 20,3 MPa. Podobné údaje sa získali pre betón krytý OKO so zanedbateľnou karbonatizáciou: 2 160 kg/m³, 35,9 GPa, 20,3 GPa a 25,3 MPa. Nekrytý betón dosahoval hĺbku karbonatizácie medzi 60 mm až 80 mm; naopak extrémne nízku hĺbku vykazoval betón pod OKO.

Tabuľka 1 Závislosť medzi povrchovou priepustnosťou a hĺbkou karbonatizácie betónu na moste pri Sládkovičove

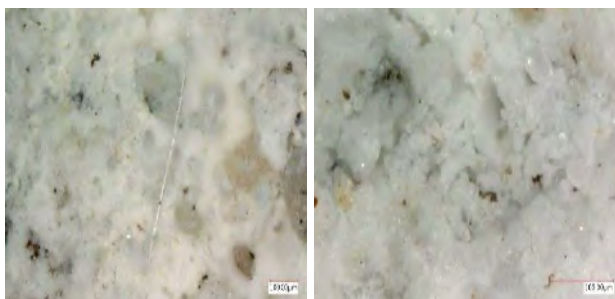
Skúšaný povrch		Priepustnosť podľa Torrenta	Hĺbka karbonatizácie	Popis stavu skúšaného povrchu
Označenie	Špecifikácia	kT ($\times 10^{-16} \text{ m}^2$)	(mm)	
M3	Betón krytý OKO	0.039	0	vysoko-kvalitné OKO a betón
M4		0.246	0	
M9		0.189	0	
M10		0.062	0	
M6		0.123	10	neviditeľné poškodenia
M2		0.178	15	pórovitý betón pod OKO
M7		4.943	20	
M8		8.464	20	
M1		>10	25	trhlina na povrchu OKO
M5		>10	30	kaverna na povrchu betónu pod OKO
B1	Nekrytý betón	>10	80	poškodený betón s tendenciou drobenia sa

Obrázok 3 znázorňuje grafické vyhodnotenie hĺbky karbonatizácie z roku 2015 (vzorky A1 až A4, v tom čase sa nerealizovali skúšky priepustnosti) a z roku 2018 opakovanými skúškami (M1 až M10 a B1). Prienik CO₂ do podkladového betónu pod OKO sa v každom prípade redukuje, rovnako aj pri výskyte trhliny alebo defektu v kontaktnej zóne medzi betónom a OKO, tu však nie tak evidentne. Vysokokvalitné, nepriepustné OKO, ktoré nevykazujú žiadne defekty v zóne rozhrania s betónom (vzorky M3, M4, M9 a M10 z roku 2018 a A2, A3 z roku 2015) sú príčinou jeho zanedbateľnej karbonatizácie, zatiaľ čo nekrytý betón v rovnakom čase skarbonatizoval do hĺbky 80 mm. Hustá bariéra vytvorená zo samotných karbonatizačných produktov v priestorovo-stiesnených podmienkach ochranných krycích omietok predstavuje dôvod výrazného zmiernenia karbonatizácie podkladového betónu. Zistila sa jednoznačná závislosť medzi povrchovou priepustnosťou OKO a hĺbkou karbonatizácie betónu pod ňou (tabuľka 1, obrázok 3) , zatiaľ čo jej hrúbka predstavuje len málo významný faktor. Nepriepustnosť OKO je nevyhnutnou podmienkou pre evidentnú redukciiu prieniku CO₂ a následnej karbonatizácie podkladového betónu. Hustá uhličitanová hmota až na hranici amorfného stavu vyskytujúca sa tenkej vrstve OKO

sa označuje ako „karbonatizačný mlieč“ (doteraz nikde nepoužívaný výraz). Optická mikroskopia na vzorkách OKO s vysokým rozlíšením dokumentuje prítomnosť naakumulovaného, kompaktného karbonatizačného mlieču v tenkej vrstve OKO (obrázok 4) [4]. V nadväznosti na experimenty a získané poznatky z mostov sa zahájila laboratórna fáza vývoja OKO z aktuálne dostupných materiálov.



Obrázok 3 Hĺbka karbonatizácie betónu pod ochrannou krycou omietkou a na odpadnutom mieste - most Sládkovičovo

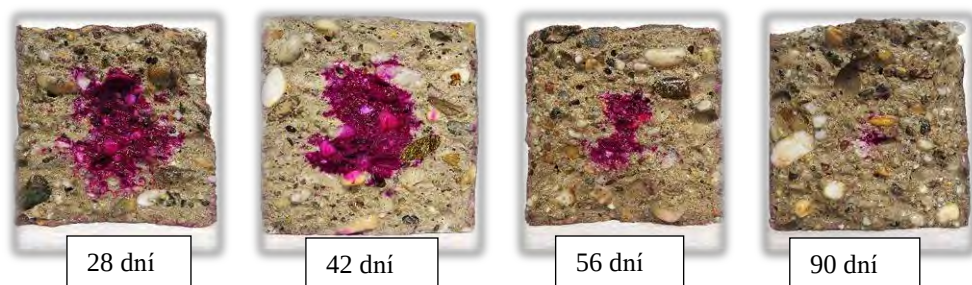


Obrázok 4 Bariéra z uhličitanov natlačených na seba v priestore tenkej OKO

2.2 Overenie odolnosti novej OKO ako proti-karbonatizačnej bariéry

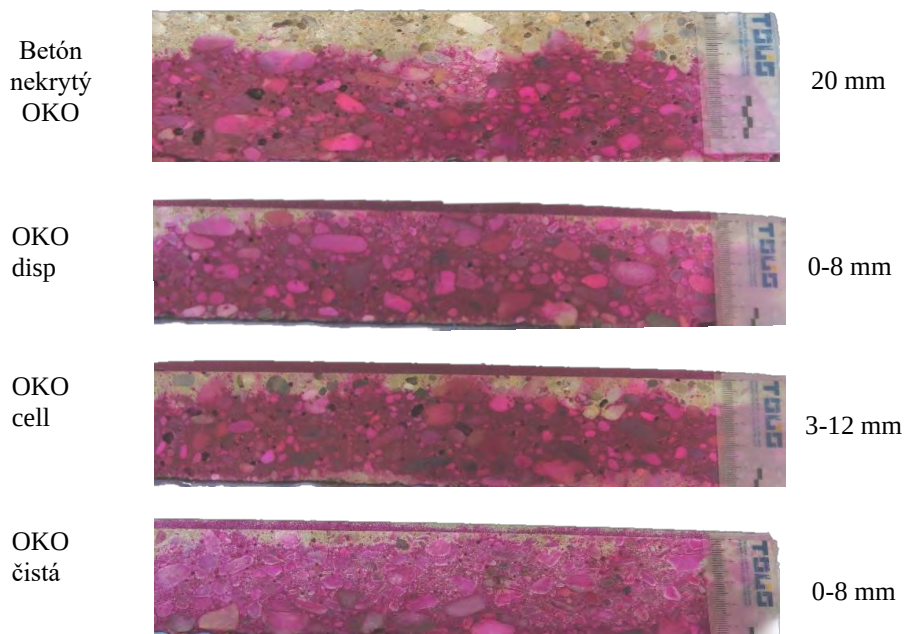
Odolnosť proti karbonatizácii sa overila urýchlenu karbonatizačnou skúškou (UKS) v klimatickej komore pri uložení 20 °C / 60 % relatívnej vlhkosti / 20 % obj. CO₂. Ako podklad pre novo vyvíjanú OKO slúžil betón C20/25 MPa s vysokou priepustnosťou. Po 28 dňoch základného uloženia sa vzorky betónu (100 × 100 × 400) mm podrobili 28, 42, 56 a 90-dňovej UKS. Obrázok 5 ukazuje hĺbku karbonatizácie zistenú fenolftaleínovým indikátorom. Týmto spôsobom sa jasne preukázala vhodnosť UKS na preukázanie OKO ako potencionálne novej proti-karbonatizačnej bariéry.

Vyvíjané ochranné krycie omietky sa naniesli v 2 - 4 mm vrstve na povrch laboratórne vyrobených vzoriek betónu C20/25 valcovitého tvaru s priemerom 300 mm a výškou 100 mm. Pred UKS sa betón ošetroval 7 dní vo vode s teplotou 20 °C a 21 dní v suchom vzduchu s teplotou 20 °C / 60 % relatívnou vlhkosťou. Po základnom uložení sa na zvyšné povrchy naniesol ochranný organický plyn-nepriepustný povlak, aby sa zabránilo prenikaniu CO₂ do betónu cez iný povrch, ako ten pokrytý OKO. Nekryté referenčné vzorky



Obrázok 5 Karbonatizácia betónu pevnostnej triedy C20/25 počas UKS

sa ochránili rovnakým spôsobom na bočných stranách ako aj na spodnej základni valca. Obrázok 6 dokumentuje výsledky vyvíjaných vzoriek OKO. Porovnanie výsledkov ukazuje, že vzorky OKO sa vyznačujú podobnou odolnosťou proti karbonatizácii ako pôvodný 100 ročný ekvivalent. Vzorka OKO čistá pozostáva len z cementu a piesku, zatiaľ čo OKO disp a OKO cell charakterizuje aj marginálne množstvo prísady (disp: suchá prášková disperzia; cell: celulóza, obe v množstve < 1 % z hmotnosti cementu).



Obrázok 6 Hĺbka karbonatizácie betónu na lome valca nekrytého a krytého experimentálne vyvinutou OKO po 28 dňoch UKS

Pri posudzovaní výsledkov je treba vziať do úvahy skutočnosť, že 1) karbonatizácia 100-ročných mostov počas dlhého časového obdobia za bežných environmentálnych podmienok je značne odlišná od 28-dňovej UKS realizovanej pri 20 °C / 60 % R.H. / 20 % obj. CO₂ a 2) nie sú dostupné rovnaké materiálové systémy (najmä cement). Nové 2 - 4 mm OKO zhotovené z dnes dostupného cementu a kremičitého piesku bez alebo s veľmi zanedbateľným množstvom prísad vykazujú rovnako vysoko účinné proti-karbonizačné vlastnosti ako omietky aplikované na betónový povrch mostov pred viac ako 100 rokmi.

3 ZÁVER

Výsledky získané na mostoch umožňujú formulovať nasledovné závery:

- 1) Vrstva 2-4 mm ochrannej krycej omietky sa osvedčila ako účinná proti-karbonatizačná bariéra na 100-ročných mostoch. Vzniknuté uhličitany dosahujúce až hranicu amorfného stavu, nazývané „karbonatizačný mlieč“, zahusťujú v rámci tenkej vrstvy OKO stiesnený priestor takým spôsobom, že vytvárajú nepriepustnú bariéru pre ďalší prienik CO₂. OKO takto redukuje intenzitu karbonatizácie betónu v čase.
- 2) Výsledky preukazujú úzku koreláciu medzi povrchovou permeabilitou OKO a hĺbkou karbonatizácie podkladového betónu.
- 3) Ochranu betónu pred karbonatizačným napadnutím zaisťuje nepriepustná OKO na povrchu mostov s viac ako 100-ročným prevádzkovým vekom.

Z výsledkov laboratórneho výskumu vyplývajú nasledovné závery:

- 1) Vrstva 2-4 mm tenkej ochrannej krycej omietky vyrobenej zo súčasných materiálov sa osvedčila ako rovnako účinná proti-karbonatizačná bariéra v porovnaní so 100-ročným ekvivalentom OKO.
- 2) Príčina takeého evidentného zníženia karbonatizačného napadnutia podkladového betónu spočíva v hustej mikroštruktúre vytvorenej v tenkej vrstve OKO na báze Portlandského cementu, schopnom hydratovať v stiesnených priestorových podmienkach tak, že ju zahusťí a následne vytvorí uhličitánovú nepriepustnú bariéru schopnú blokovat' prienik ďalšieho CO₂ do podkladového betónu.
- 3) Nové OKO sa považuje ako vhodný materiál na dodatočné opravy mostov s nízkou krycou vrstvou betónu, ktorých ďalšia karbonatizácia povedie k skráteniu životnosti z dôvodu zvýšeného rizika korózie oceleovej výstuže.

PodĎakovanie

Autori vyslovujú úprimné poďakovanie Slovenskej agentúre pre výskum a vývoj (Projekt APVV-17-0204) a VEGA (Projekt 1/0522/20) za financovanie tejto výskumnej práce.

References

- [1] *Model Code for Service Life Design*. fib Bulletin 34, 2006, Fédération internationale du béton (fib), Lausanne, Switzerland.
- [2] STN EN 206 + A2: 2021 *Concrete. Specification, Performance, Production and Conformity*. Slovak Office of Standards, Metrology and Testing in Bratislava.
- [3] JANOTKA, I. – BAČUVČÍK, M. – PAULÍK, P.: *Low Carbonation of Concrete Found on 100-years-old Bridges*. Case Studies in Construction Materials, 8, 2018, pp. 97-115.
- [4] JANOTKA, I. – BAČUVČÍK, M. – PAULÍK, P. – HÚLEK, L.: *Carbonation of 100-year Bridges as a Guide to Preventing Modern Concrete*. Proceedings of the 7th RILEM/ACI Conference on Cementitious Materials and Alternative Binders for Sustainable Concrete, SP-349-18, June 7 -10, 2021, Toulouse, France, pp. 256-273.
- [5] JANOTKA, I. – BAČUVČÍK, M. – HÚLEK, L. – PAULÍK, P.: *The Cause of 100-year Low Carbonated Concrete of the Bridge*. Advanced Materials Letters, 11, 2020, 2, pp. 1-8.
- [6] TORRENT, R. – FRENZER, G. *Study on Methods to Determine and Judge Characteristic Values of the Cover Concrete on Site* (in German), Bundesamt für Strassenbau, Bonn, Germany, 516, 1995, 105 p.

Sekcia D

POZEMNÉ STAVBY, TUNELY

INOVATÍVNE DEBNENIE A VETERNÝ ŠTÍT PRI VÝSTAVBE VEŽÍ SKY PARK

Peter Martinák¹

ABSTRAKT

Odborný článok má za cieľ priblížiť výstavbu dvoch výškových veží multifunkčného projektu Sky Park pomocou Doka moderných debniacich systémov ako je stenové debnenie Framax Xlife plus a veterný štít Xclimb 60.

1 ÚVOD

Centrum Bratislavy dostalo novú podobu, a to rovno od svetoznámej architektky Zahy Hadid. Tento projekt priniesol úplne novú úroveň architektúry administratívnych a obytných budov, nevynímajúc kvalitatívny posun stvárnenia verejného priestoru. Realizácia oboch veží bola zaujímavá z hľadiska využitia výnimočných inovatívnych debniacich systémov.

2 INOVATÍVNE DEBNIACE SYSTÉMY PRE DVE VEŽE SKYPARKU

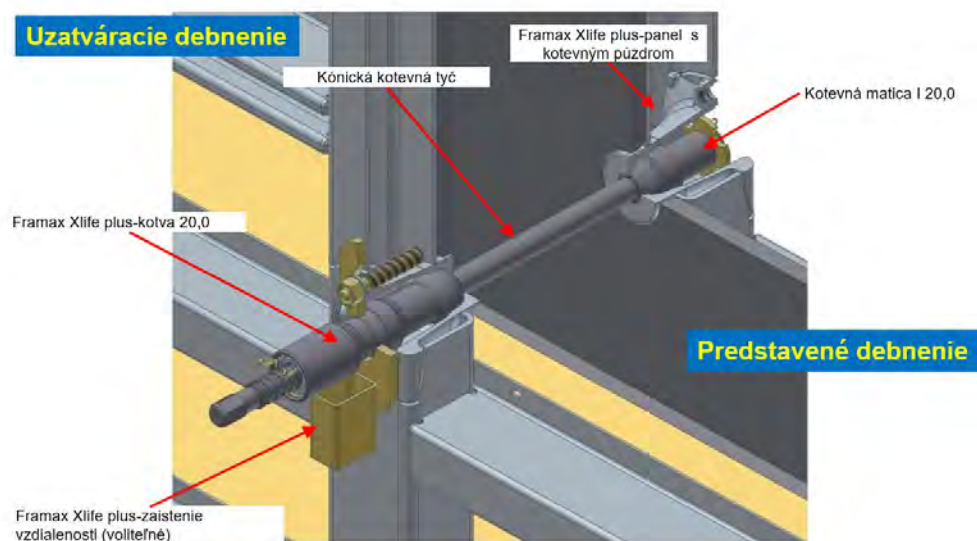
2.1 Stenové debnenie Framax Xlife plus

Okrem tradičných debniacich systémov pre zvislé konštrukcie Frami Xlife a Framax Xlife bolo pre realizáciu stien pri výstavbe výškových veží Sky Park použité inovatívne debnenie Framax Xlife plus s výmerou 280 m² pre každú vežu. Systém Framax Xlife plus bol toho času najnovšou inováciou rámového debnenia od firmy Doka a bol po prvý krát nasadený aj na slovenskom trhu. Srdcom systému je jednostranne ovládateľná kotva Framax Xlife plus, ktorá prináša až tretinovú úsporu času pri debniacich a oddeňovacích prácach. Vďaka kónickému tvaru kotvy nie je potrebný spotrebný materiál (plastová rúrka, univerzálny kónus), čím sa rýchlosť debniacich prác výrazne urýchľuje a zjednodušuje. Tesnosť kotevného puzdra je zaistená tesným stykom oceľ na oceľ (oceľová kónická kotva a oceľový krúžok kotevného puzdra) bez dodatočných tesniacich dielov. Táto vlastnosť zaisťuje dlhú funkčnosť kotevného puzdra a samotnej kotvy. Nastavenie kotvy je možné v 0,5 cm rasti. Všetky kotvy sú osadené už pred použitím na samotnom paneli v parkovacej polohe, čo umožňuje ich rýchle nasadenie bez nutnosti hľadania kotevných tyčí. Jedným z ďalších rozdielov oproti klasickým rámovým systémom je umiestnenie kotevných otvorov vnútri rámu, a nie na jeho obvode. To prináša symetrické odtlačky debnenia, čo poskytuje ďalšie využitie v oblasti pohľadového betónu. K ďalšiemu zrýchleniu a zefektívneniu debniacich prác výrazne prispelo aj nasadenie veľkorozmerných panelov Framax Xlife plus s rozmermi 2,7 x 3,3 m.

¹ Ing. Peter Martinák, DOKA Slovakia, Debniaca technika s.r.o. Ivanská cesta 28, 821 04 Bratislava 2, tel.: (02) 48 20 21 42, e-mail: peter.martinak@doka.com



Obr. 1: Nové rámové debnenie Framax Xlife plus s jednostranne ovládateľnou kotvou a veľkoplošnými panelmi s rozmerom 2,7 x 3,3 m



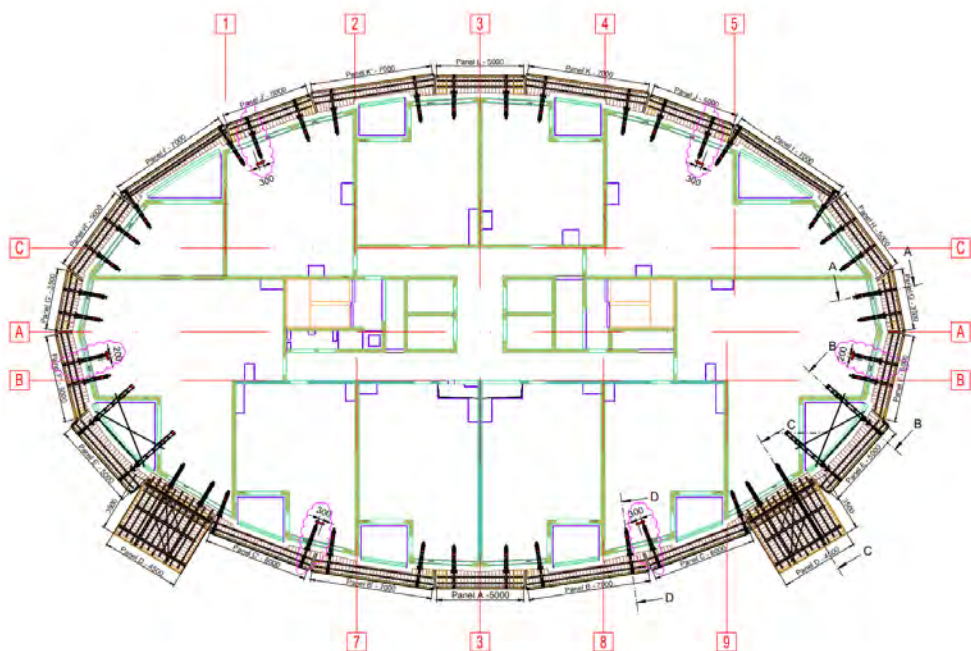
Obr. 2: Riešenie jednostranne ovládateľného kotvenia rámového debnenia Famax Xlife plus

2.2 Veterný ochranný štít Xclimb 60

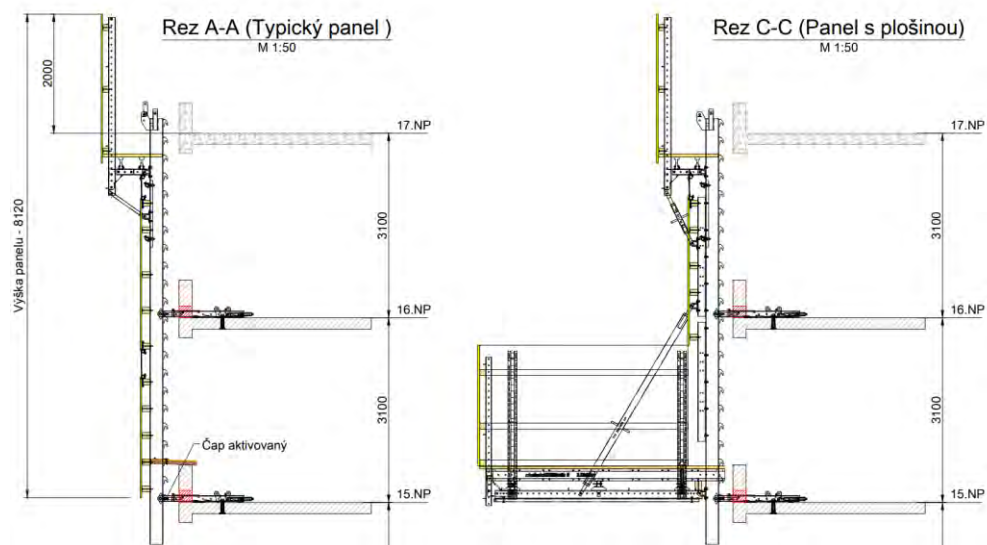
Ďalšou významnou novinkou pri výstavbe veží Sky Park bolo nasadenie Doka veterného ochranného štítu Xclimb 60 po prvý krát na Slovensku. Tento systém vytvára ochrannú bariéru po celom obvode budovy a bezpečne pokrýva aktuálne najvyššie podlažie, na ktorom sa pracuje a zároveň dve nižšie podlažia. Vďaka tomuto systému, nasadenému od 5.NP, boli všetky stavebné práce na objekte obzvlášť bezpečné a pracovníci lepšie chránení pred poveternostnými vplyvmi, hlavne pred silným vetrom vo väčších výškach. Celý systém bol trvale vedený a neustále pevne spojený so stavebnou konštrukciou, čím sa umožnilo premiestňovanie po stavebnom objekte aj pri vysokých rýchlostiach vetra. Veterný štít sa šplhal pomocou mobilného hydraulického systému, ktorý zabezpečil vysokú bezpečnosť prevádzky a nezávislosť od žeriava a počasia. Najväčším benefitom ochranného štítu bola maximálna ochrana staveniska pred padajúcimi predmetmi ako aj ochrana pred samotným pádom pracovníkov z výšky. Takéto bezpečné pracovisko prispelo k vyššej efektívnosti stavebných prác. Pred samotným nasadením bolo potrebné naprojektovanie veterného štítu a jeho čo najväčšia možná predmontáž. Projekcia trvala 30 dní. Predmontáž 22 kusov panelov veterného štítu prebiehala v bratislavskej pobočke Doka a spolu so samotnou montážou na stavbe zaberala 1,5 mesiaca.



Obr. 3: Použitie Doka veterných štítov Xclimb 60 pri výstavbe dvoch identických veží multifunkčného projektu SKY PARK



Obr. 4: Pôdorys rozmiestnenia panelov veterného štítu Xclimb 60 na veži Sky Park



Obr. 5: Pozdĺžny rez typickým panelom a panelom s plošinou na transport materiálu

3 ZÁVER

Skúsenosti s použitím moderných debniacich systémov a ochranných štítov na dvoch výškových stavbách SKY PARKU nás presvedčili, že efektívnosť a bezpečnosť výstavby výškových budov sa dá posunúť na novú úroveň.

PROJEKT A REALIZÁCIA TUNELA ČEBRAŤ

Alexandra Jacková¹ – Peter Bóna²

ABSTRAKT

Tunel Čebrať je súčasťou trasy diaľnice D1 Hubová – Ivachnová. Tunel je navrhnutý ako dvojúrovňový cestný tunel kategórie 2T-7.5/100 s trvale jednosmernou premávkou. Tunelové rúry (ľavá a pravá) sú rozdelené na razené a hĺbené úseky. Súčasť návrhu tunela tvorí 14 priečných prepojení (10 priechodných a 4 prejazdne), ktoré slúžia ako chránené únikové cesty a 4 jednostranné núdzové zálivy. Článok sa vo všeobecnosti zameriava na opis návrhu spôsobu razenia, vystrojenia výrubu a sekundárneho ostenia tunelových rúr.

1 ÚVOD

Tunel Čebrať od nového Západného portálu prechádza popod južné svahy kóty Radičina (1172.2 m n.m.) a severné svahy vrchu Čebrať (1054.2 m n.m.) a od jeho východného portálu vstupuje do údolia Likavky severne od obce Likavka. Poloha východného portálu sa voči pôvodnej dokumentácii DSP nezmenila.

Tunel Čebrať je projektovaný pre diaľničnú dopravu a je tvorený dvomi tunelovými rúrami, ľavou (severnou) a pravou (južnou), ktoré budú trvalo prevádzkované jednosmerne. Obe tunelové rúry sú rozdelené na úseky budované razením a hĺbením. Dĺžka razenej časti v PTR je 3634.38 m a v LTR 3612.5 m. Hĺbené úseky sú budované v otvorenej stavebnej jame na oboch portáloch, ktoré budú následne zasypané. V oboch tunelových rúrach razenej časti tunela sú navrhnuté 4 typy výklenkov: čistiaci výklenok rubovej drenáže, združený výklenok (SOS kabína + šachta čistenia drenáže), združený výklenok (hydrant požiarneho vodovodu + šachta čistenia drenáže) a požiarne výklenky (výklenok pre hydrant, výklenok vzdušníka PV, výklenok sekčného uzáveru PV a výklenok redukčného ventilu PV). Súčasťou každej tunelovej rúry sú aj 4 jednostranne núdzové zálivy, ktorých súčasťou je SOS kabína. Chránené únikové cesty tvorí 14 priečných prepojení (10 priechodných priečných prepojení a 4 prejazdne priečne prepojenia). Maximálne nadložie tunela 340 m.

2 INŽINIERSKO-GEOLOGICKÉ POMERY

Z geologického hľadiska budujú územie v širšom okolí trasy diaľnice horniny mezozoika, paleogénu a kvartéru. V úseku Hubová – Hrboltová patria podložné horniny do mezozoického komplexu krížňanského príkrovu jadrového pohoria Veľká Fatra, len ojedinele sa vyskytujú zvyšky paleogénnych hornín resp. vo vyšších partiách svahov vo vrcholovej časti pohoria sú zachované trosky hornín hronika. Smerom od východného portálu zhruba do polovice dĺžky je masív tvorený mráznickým súvrstvom s výskytom slienitých vápencov, slieňovcov ílovcov a pieskovcov. V tejto časti sa očakávali veľmi priaznivé podmienky pre razenie. Vo zvyšnej časti tunela smerom k západnému portálu sa nachádza porubské súvrstvie tvorené prevažne ílovcami, slienitými vápencami, pieskovecami a siltovcami. Stupeň tektonického porušenia je v rozsahu bez porušenia až po silno tektonicky porušené prostredie. Na rozhraní týchto súvrství sa očakávajú nepriaznivé

¹ Ing., Basler & Hofmann Slovakia s.r.o., Konzultační inžinieri, Panenská 13, SK-811 03 Bratislava, tel.: +421 2 59 49 0474, e-mail: alexandra.jackova@baslerhofmann.sk

² Ing., Basler & Hofmann Slovakia s.r.o., Konzultační inžinieri, Panenská 13, SK-811 03 Bratislava, tel.: +421 2 59 49 0484, e-mail: peter.bona@baslerhofmann.sk

podmienky pre razenie. V oblasti západného portálu sa v nadloží nachádza kvartérny pokryv tvorený deluviálno-proluviálnymi suťami ílovito-kamenitými, hlinami, ílom a suťami resp. zosuvným elúviom. V portálovom úseku a príľahlých častiach sa vyskytujú najťažšie podmienky pre razenie. Počas razenia sa vykonávajú aj prieskumné predvrtý z čelby.



Obr. 1 Inžinierskogeologický profil

Hydrogeologické pomery v trase tunela sú z hľadiska geologickej stavby len mierne komplikované, uplatňuje sa jednoduchý spôsob obehu podzemnej vody. Zrážkové vody infiltrujú v priepustnom prostredí dolomitov a vápencov, ktoré tvoria odkrytú vrcholovú časť územia. Vzhľadom na fakt, že tunel nebude fyzicky realizovaný vo vápencovo-dolomitovom komplexe hornín hronika (chočského príkrovu) a s prihliadnutím na pomerne mohutnú "izolačnú" vrstvu flyšového komplexu hornín veporika (krížňanského príkrovu), sa nepredpokladá výrazné ovplyvnenie tohto útvaru podzemných vôd. V prostredí flyšových a karbonatických súvrství veporika bude mať realizácia tunela drenážny účinok, vzhľadom na celkovú malú priepustnosť hornín krížňanského príkrovu bude ale malého dosahu.

3 TECHNICKÉ RIEŠENIE RAZENÉHO TUNELAVšeobecne

Vzhľadom na dĺžku tunela a podmienky horninového prostredia sa razenie vykonáva cyklickým spôsobom s horizontálnym členením výrubu na kalotu, stupeň a dno resp. protiklenbu, podľa zásad pozorovacej metódy s použitím mechanického rozpojovania a rozpojovania trhacími prácami. Razenie tunela je navrhované z oboch portálov. Konštrukcia razených častí oboch tunelových rúr je tvorená dvojvrstvovým ostením (primárnym a sekundárnym) s medziľahlou drenážnou a ochrannou vrstvou a plošnou hydroizoláciou. Sú navrhnuté dva typy výrubu normálneho profilu – na základových pásoch (Obr. 2) a so spodnou klenbou.

3.2 Razenie a primárne ostenie

Pre razenie a primárne ostenie je v projekte navrhnutých celkovo 13 vystrojovacích tried pre normálny profil, 6 vystrojovacích tried pre profil núdzového zálivu resp. 5 vystrojovacích tried pre profil priečného prepojenia.

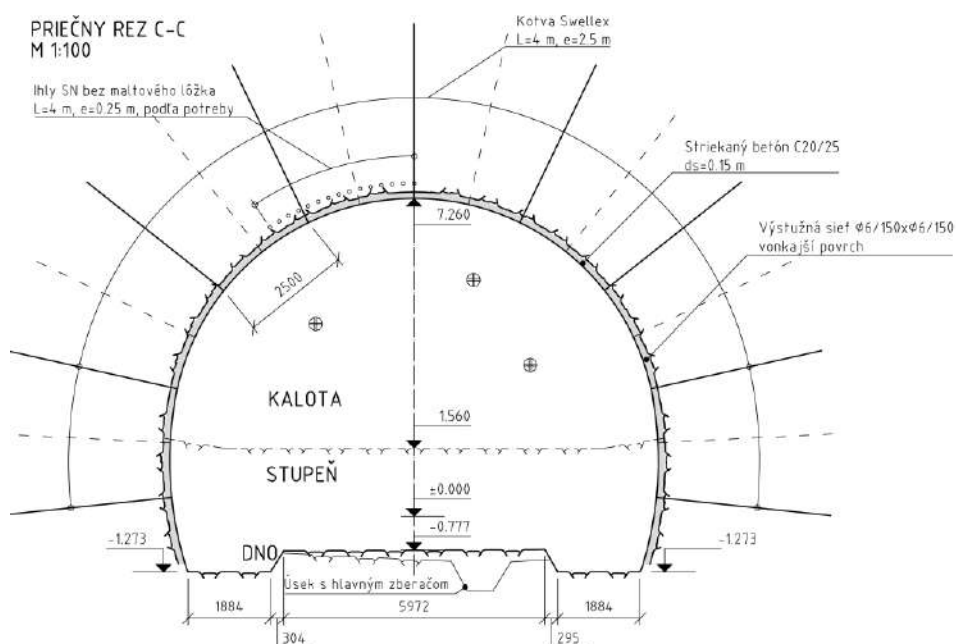
Primárne ostenie je tvorené kombináciou nasledovných vystrojovacích prvkov:

- striekaný betón
- radiálne kotvy
- oceľový priehradový nosník
- oceľová výstuž (oceľové výstužné siete)



Obr. 2 Vzorový pričný rez – základové pásy

Ako stabilizačný prvok bezprostredne za čelbou sú navrhnuté oceľové zvárané siete, a oceľové priehradové nosníky, ktoré zároveň slúžia ako podpory pre predháňané paženie. Predháňané paženie sú navrhnuté maltované resp. samozávrtné ihly. Osobitné opatrenie je navrhnuté formou mikropilótového dáždnika.



Obr. 3 Vystrojovacia trieda VT 4/2

Doposiaľ najčastejšie nasadzovaná vystrojovacia trieda pre razenie v normálnom profile je VT 4/2 (Obr. 3). Postup prác v tejto vystrojovacej triede je nasledovný:

- nabíjanie, odstrel, odvetranie
- dočistenie záberu
- inštalácia oceľových sietí a priehradového nosníka
- aplikácia prvej vrstvy striekaného betónu
- inštalácia radiálnych kotiev a aplikácia finálnej vrstvy striekaného betónu max. 2 zábery za čelbou

Príklad čelby a zaistenia vo vystrojovacej triede VT 4/2 je zobrazená na Obr. 4. V čelbe sa nachádzajú slienité vápence s hrúbkou vrstiev 5-20 cm, s puklinami vyhojenými kalcitom.



Obr. 4 Čelba vo vystrojovacej triede VT 4/2

Razenie doposiaľ prebieha bez závažnejších problémov s deformáciami podľa očakávania do 20 mm, lokálne do 40 mm pri zhoršení geologických podmienok. Problematické úseky sa objavili až v približne v TM 1850 až TM 2200 resp. v TM 2750 až TM 3250, kde deformácie dosiahli v meracích bodoch 2 a 3 priemerne 75 mm, s maximálnou hodnotou do 130 mm. Vzhľadom na pomerne veľké deformácie v týchto úsekoch dochádzalo k vzniku rôzneho typu trhlín, prevažne horizontálnych na styku kaloty a stupňa. Trhliny boli vyhodnocované a prijímali sa potrebné opatrenia na ich sanáciu (dodatočné prekotvenie, oceľové siete, striekaný betón).

3.3 Sekundárne ostenie

V rámci časti sekundárne ostenie je riešená nosná konštrukcia a plošná hydroizolácia. Hydroizolácia odvádza vodu do postrannej drenáže a je tvorená:

- ochrannou a drenážnou vrstvou (geotextília)

- hydroizolačnou fóliou

Spodná stavba nie je izolovaná voči podzemnej vode.

V tunelových rúrach sú navrhnuté nasledovné typy priečných profilov:

- normálny profil
- normálny profil s výklenkami resp. zárodkom priečného prepojenia
- núdzový záliv

Navrhnutá minimálna hrúbka hornej klenby normálneho profilu je 300 mm, v núdzovom zálive 400 mm. V priaznivých geologických podmienkach bude použitý profil na základových pásoch, v nepriaznivých podmienkach so spodnou klenbou. Predpokladáme, že približne 70% dĺžky razenej časti bude zrealizovaných na základových pásoch.

V rámci razenej časti tunela je LTR a PTR rozdelená na 291 ks blokov. Štandardná dĺžka bloku je 12.5 m. V oboch tunelových rúrach sa nachádzajú niektoré bloky, ktoré majú atypickú dĺžku bloku. Bloky núdzového zálivu majú dĺžku 12.5 m.

Horná klenba je navrhnutá z nevystuženého aj z vystuženého betónu. Bloky z nevystuženého betónu sú použité v priaznivých geologických podmienkach a tvoria približne 42% z dĺžky razenej časti. Zvyšnú časť (zhoršené geologické podmienky, požiadavky TKP26) tvoria bloky z vystuženého betónu a sú rozdelené na štyri typy. Základný typ 1 je tvorený iba oceľovými sieťami, v ostatných sú doplnkové výstuže tak, ako vyplývajú zo statického výpočtu.

Pre hornú klenbu je navrhnutý vystužený betón v súlade s TKP26 do 600 m od portálu C30/37 – XC3, XF4 (SK) resp. nad 600 m od portálu C25/30 – XC3, XF2 (SK). Pre ostenie z nevystuženého betónu je navrhnutý betón C25/30 – XC3, XF2 (SK) s nízkym hydratačným teplom a charakteristickou pevnosťou v tlaku po 56 dňoch.



Obr. 5 Výstuž hornej klenby

Prútová oceľová výstuž a zvarané siete sú navrhnuté z ocele triedy B500B. Pre jednotlivé typy blokov sekundárneho ostenia sú navrhnuté priehradové oceľové nosníky. Nosníky zabezpečujú samonosnosť a správnu polohu výstuže v priereze. Navrhnuté nosníky sú štvorprútové z ocele triedy B500B. Spoje priehradových nosníkov sú riešené skrutkovaným spojom (L-profil) ocele triedy S355JR. Na Obr. 5 je zobrazená výstuž hornej klenby.



Obr. 6 Pohľad na vybetónovaný blok sekundárneho ostenia

Aktuálne je v pravej tunelovej rúre vybetónovaných 20 blokov hornej klenby. Pohľad na zrealizované bloky sekundárneho ostenia pozri Obr. 6.

4 ZÁVER

Práce na tuneli v pravej tunelovej rúre realizuje firma OHL ŽS a.s. a v ľavej tunelovej rúre firma Slovenské tunely a.s. Razenie v tunelových rúrach sa začalo v roku 2014. Po zhruba 3-ročnom prerušení sa opäť spustila výstavba v polovici roku 2017. V čase písania článku je vyrazených približne 98% dĺžky razenej časti v oboch tunelových rúrach. Vzhľadom na priblíženie sa k západnému portálu a na neistotu hrúbky skalného nadložia v pravej tunelovej rúre, sa v polovici februára prešlo do vystrojovacej triedy VT 7MP. Súbežne prebiehajú aj práce na sekundárnom ostení t.j. základové pásy, drenážny systém, horná klenba.

Literatúra

- [1] IGHP časť B, Geologická úloha – Technické riešenie prieskumného diela, Basler & Hofmann Slovakia s.r.o., 2017
- [2] D1 Hubová – Ivachnová, tunel Čebrať, Razený tunel, projekt stupeň DRS. Basler & Hofmann Slovakia s.r.o., 2020

VÝSTAVBA TUNELA DIEL POMOCOU DOKA TUNELOVÉHO DEBNIACEHO VOZÍKA DOKACC

Peter Martinák¹

ABSTRAKT

Článok popisuje výstavbu jednorúrovňového dvojkoľajného železničného tunela Diel postaveného na preložke trate Bratislava – Žilina, ktorý bol súčasťou modernizácie trate Púchov – Žilina pre rýchlosť do 160 km/hod.

1 ÚVOD

Dokončením železničného traťového úseku medzi stanicami Púchov a Považská Bystrica cez viadukt a tunel Diel sa cestovanie vlakom skrátilo o 4 minúty. Železničná trasa je situovaná do údolnej nivy rieky Váh, pričom vrch Diel sa prekonáva novovybudovaným tunelom rovnakého mena. Výška nadložia sa pohybuje od 4 m po 161 m. Pri realizácii tohto významného stavebného diela sa uplatnili aj moderné debniace systémy od spoločnosti Doka.

2 ZVOLENÉ TECHNOLOGIE

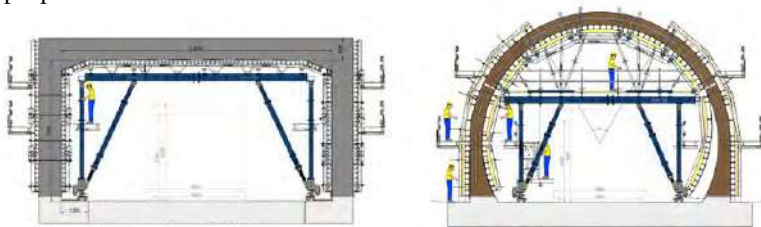
Jednorúrovňový dvojkoľajný železničný tunel je rozdelený na 2 úseky, ktoré sa realizovali razením a hĺbením. Súčasťou tunela je tiež úniková štôlna dlhá 325,15 m. Podstatná časť tunela dlhá 1 050 m sa razila v zmysle zásad novej rakúskej tunelovacej metódy (NRTM) použitím mechanického rozpojovania v priortálových oblastiach. Trhavinové rozpojovanie hornín sa používalo na raziace práce tunelovej rúry v kompaktnějších častiach horninového masívu. Tunelové ostenie bolo navrhnuté ako dvojplášťové, tvorilo ho primárne a sekundárne ostenie oblúkového tvaru. V razenej časti tunela sa ostenie realizovalo pomocou kombinácie oceľového debniaceho vozíka a vystružovacieho vozíka.

Hĺbené úseky sa budovali v otvorenej stavebnej jame na oboch stranách tunela pomocou Doka tunelového debniaceho vozíka DokaCC, ktorý bol na Slovensku nasadený prvýkrát. Hlavným dôvodom výberu tunelového systému DokaCC bola vysoká miera jeho prispôbitelnosti rôznym tunelovým prierezom a jeho možné využitie aj na iných tunelových projektoch, čo bola aj hlavná požiadavka stavebnej firmy, ktorá si kúpila debniaci vozík DokaCC. Hĺbená časť tunela mala pri východnom portáli dĺžku 17 m a pri západnom 14,7 m. Po dokončení tunelovej rúry sa tieto časti zasypali a rekultivovali zatrávnením a vhodnou výsadbou, čo prispelo k zachovaniu prírodného charakteru dotknutého prostredia.

¹ Ing. Peter Martinák, DOKA Slovakia, Debniaca technika s.r.o. Ivanská cesta 28, 821 04 Bratislava 2, tel.: (02) 48 20 21 42, e-mail: peter.martinak@doka.com

3 CHARAKTERISTIKA TUNELOVÉHO SYSTÉMU DOKACC

Tunelový debniaci vozík DokaCC, ktorého názov je odvodený od anglického „cut-and-cover“, je koncipovaný a optimalizovaný na otvorenú výstavbu tunelov. Rôzne typy dopravných tunelov (železničné a cestné) sa môžu pomocou DokaCC vybudovať rýchlo, efektívne a bezpečne. Vďaka použitiu vysoko kvalitnej ocele na nosnú konštrukciu vozíka sa značne zredukovala hmotnosť celého systému Doka CC. Nižšia hmotnosť oceľovej konštrukcie umožňuje rýchlu montáž a jednoduché nasadenie na stavbe. Flexibilita, efektivita a bezpečnosť – toto sú hlavné charakteristiky nového debniaceho systému. Ten je všestranný v rámci všetkých riešení „cut-and-cover“ tunelových projektov. Tunelový systém DokaCC je vždy možné osadiť do existujúcich základov, nezávisle od ich tvaru a prispôbiť ho všetkým tvarom tunelových priereзов, či už ide o pravouhlý alebo kruhový prierez (obr. 1). Debniaci vozík sa dá prispôbiť pomocou plnohydraulického kolesového systému naraz v troch smeroch, nie je teda nevyhnutné jeho usadenie na dvakrát. Pri pozdĺžnom sklone tunela do 10 % je vozík bez problémov pojazdný. Integrované systémové plošiny a výstupy garantujú používateľom vysokú mieru bezpečnosti pri práci.



Obr. 1: Tunelový debniaci vozík DokaCC je prispôsobiteľný na pravouhlý ako aj kruhový prierez tunelového objektu.

4 POSTUP VÝSTAVBY

Ešte pred samotným nasadením tunelového vozíka DokaCC s jeho vnútorným a vonkajším debnením bolo potrebné zhotoviť realizačný projekt so zreteľom možnosti plynulo napojiť vozík na predchádzajúci záber, ktorý bol realizovaný pomocou vozíka od firmy ÖSTU-Stettin. Celé naprojektovanie typického záberu vozíka s dĺžkou 12 m si vyžiadalo 3 týždne projektových prác. Po naprojektovaní a dodaní potrebného materiálu sa začala samotná montáž. Montáž vozíka s typickou dĺžkou 12 m s vnútorným debnením (predmontované panely) a s presnou rektifikáciou vozíka do polohy trvala 2 týždne. Samotnú montáž vykonávala spoločnosť Cestné stavby Liptovský Mikuláš spol. s r.o., divízia DPSE, pod dohľadom skúseného Doka-montážneho majstra. Jednotlivé prvky vozíka sa zmontovali pred tunelom do priečných rámov a pomocou mobilného žeriava sa osádzali na koľajnicovú dráhu (obr. 2). Po osadení vozíka prišla na rad aj samotná montáž vnútorných panelov Top50 a ich prichytenie na debniaci vozík (obr. 3). Ďalšie 2 týždne sa realizovali vystužovacie práce, osádzali sa vopred predmontované vonkajšie panely a prebehla už samotná betonáž úseku K2 s dĺžkou 4,7 m. Debnenie sa plnilo betónom cez vonkajšie panely, v ktorých boli osadené plniace otvory SCC. Vibrovanie betónu sa realizovalo pomocou príložných hydraulických vibrátorov. Všetky panely nosníkového debnenia Top50 v kombinácii s drevenými ramenámi sa zhotovili v časovom predstihu v bratislavskej pobočke Doka-servisu predmontáže debnenia. Po betonáži prvého úseku K2 sa vozík presunul do ďalšieho záberu K1 po koľajnicovej dráhe. Posun debnenia do polohy pripravenej na betonáž alebo oddebnenie sa realizoval pomocou vlastnej hydrauliky tunelového systému. Týmto spôsobom sa zhotovili aj ostatné tri úseky hĺbenej časti tunela.



Obr. 2: Osadzovanie zmontovaných priečnych rámov tunelového debniaceho vozíka DokaCC priamo na koľajnicovú dráhu pomocou mobilného žeriavu.



Obr. 3: Montáž vopred zhotovených vnútorných panelov Top50 a ich prichytenie na debniaci vozík DokaCC.



Obr. 4: Vstupný portál tunela Diel - úsek K1 zhotovený pomocou debniaceho vozíka DokaCC.

5 ZÁVER

DOKA Slovakia, Debniaca technika úspešne zavŕšila uvedenie nového tunelového debniaceho vozíka DokaCC na slovenský trh. Naši zákazníci sa presvedčili, že ide o spoľahlivý, hospodárny a vysoko prispôsobiteľný systém, čoho dôkazom bolo jeho ďalšie nasadenie aj pri výstavbe tunela Deboreč v Českej republike.

DVE NOVOSTAVBY VÝŠKOVÝCH BUDOV V BRATISLAVE

Daniel Bukov¹ – Jozef Baran²

ABSTRAKT

V príspevku je diskutovaná najvyššia obytná budova na Slovensku 36 poschodová Klingerka a budúca najvyššia budova EUROVEA s 46 nadzemnými podlažiami. Cieľom príspevku je oboznámiť s návrhom nosného systému a zakladania železobetónových konštrukcií týchto výškových objektov. Príspevok uvádza aj niektoré porovnania prístupu k navrhovaniu a realizácii jednotlivých konštrukčných častí s pohľadu vývoja navrhovania a skúseností s realizáciou.

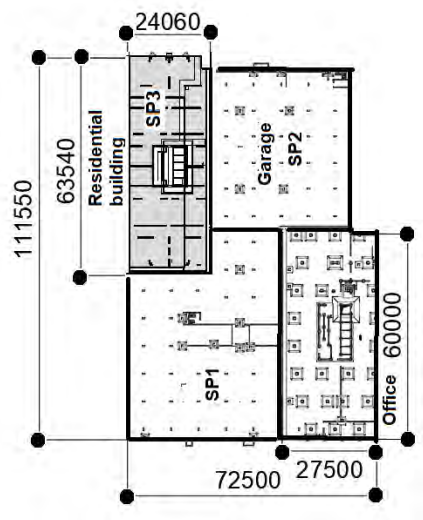
1 ÚVOD

Obytná výšková budova Klingerka je lokalizovaná v širšom centre Bratislavy ako súčasť Administratívno - bytového komplexu Klingerka 1 (Obr. 1). Administratívna budova má 11 nadzemných podlaží a výšku po hornú hranu atiky 49,80m. Bytový dom s 36-timi nadzemných podlažiami s hornou hranu atiky 115,000m s výškou posledného obytného podlažia +110,195 m je v súčasnosti najvyššou obytnou budovou v Slovenskej republike. Objekty sú dispozične prepojené cez štvorpodlažný parkovací dom. Charakteristickým znakom obidvoch objektov je pôdorys elipsovitého tvaru.

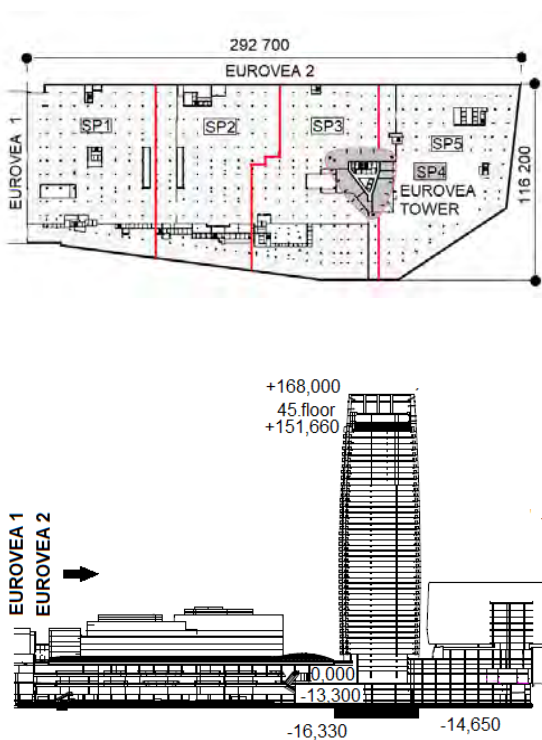
Bytová veža EUROVEA 2 je súčasťou multifunkčného komplexu EUROVEA 2, ktorý je pokračovaním projektu Eurovea 1 (Obr. 2). Celý komplex je situovaný na ľavom brehu rieky Dunaj v širšom centre hlavného mesta. Multifunkčný komplex Eurovea 2 s pôdorysným rozmermi 292,7x116,2 m má štyri podzemné podlažia prevažne určené na parkovanie. Dominantou komplexu je výšková obytná budova s 46-timi nadzemným podlažiami s celkovou výškou od úrovne prízemia 168,0m. Posledné obytné podlažie je na úrovni 155,660m..

¹ Ing., Daniel Bukov OK TEAM ,s.r.o. Bohrova 1, 851 01 Bratislava
tel.: +421/2/6381 5362 e-mail: d.bukov@okteam.sk

² Ing., BARAN PROJEKT s. r. o. Tomášikova 3/A 821 01
tel.: +421 /2/ 4341 1703 e-mail: baran@baranprojekt.sk



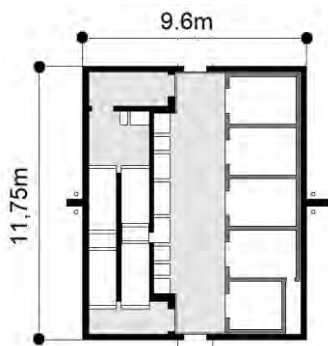
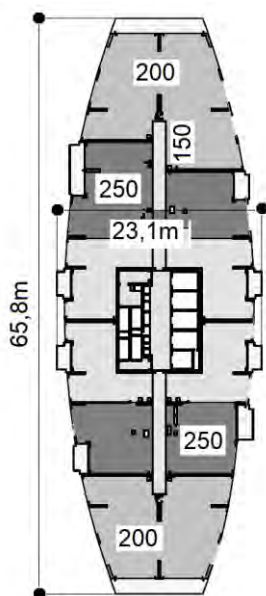
Obr.1 Klingerka 1 -Celková dispozícia komplexu



Obr.2 Eurovea 2 -Celková dispozícia komplexu

2 KONŠTRUKČNÉ RIEŠENIE

Nosná konštrukcia objektu **Klingerka** je tvorená železobetónovým skeletom so šmykovými stenami a jadrom. Hrúbky stien jadra sú v rozsahu od 600mm po 220mm s triedami betónu C30/37 až C60/75. V spodnej časti jadra sú steny hrúbky do 600mm z betónu C60/75 vzhľadom na značné oslabenie otvormi. Šmykové steny zároveň tvoria medzibytové priečky zabezpečujúce aj akustické požiadavky na oddelenie bytov. Ostatné deliace konštrukcie sú tvorené sadrokartónovými priečkami.

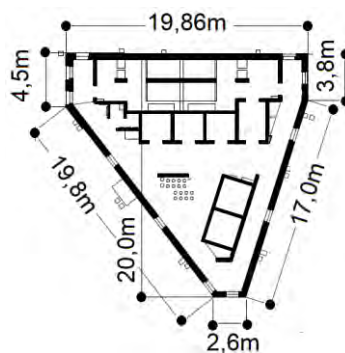
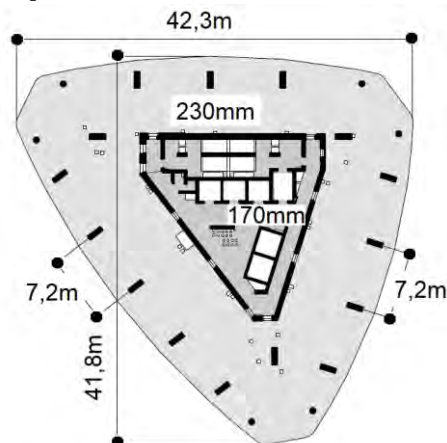


Steny výťahových šacht sú prefabrikované a dilatácie oddelené od stien jadra. Stropné nosné konštrukcie sú tvorené lokálne podopretými železobetónovými doskami hrúbky 150, 200 a 250 mm z betónu C30/37. Stropná doska vo vnútri jadra je z akustických dôvodov

oddilatovaná od stien jadra. V mieste stĺpov a stien navrhnutých z betónu C60/75 je navrhnutá oblasť so šírkou 2x hrúbka dosky z betónu triedy C40/50. Odolnosť stropných dosiek na pretlačenie je riešená

s využitím šmykových tŕňov. Budova je založená na dosko-pilótovom základe. Základová doska hrúbky 1500 mm z betónu C30/37 je podopretá vŕtanými pilótami priemeru 900mm s dĺžkami v rozsahu od 11,5 do 19,5m. Podzemné podlažia sú navrhnuté ako vodotesná železobetónová konštrukcia. Hrúbky stien a prierezy stĺpov sú navrhnuté z betónov vyššej pevnosti tým sa okrem efektívnejšieho využitia pôdorysnej plochy znížilo aj množstvo výstuže.

Nosná konštrukcia objektu **Eurovea Tower** je tvorená železobetónovým skeletom so stĺpmi a jadrom. Jadro má trojuholníkový tvar so skosenými rohmi. Hrúbky stien jadra sú v rozsahu od 250 po 600mm. Steny jadra sú do 9. nadzemného podlažia hrúbky 600 po 450 mm z betónu C60/75. Stena hrúbky 600 mm je len v hornej časti jadra s dvernými otvormi. Stĺpy obdĺžnikového prierezu majú rozmery 900x1700mm



z betónu C60/75 na 33. nadzemnom podlaží je rozmer stĺpa 500x900mm z betónu C40/50. Na rohoch budovy od 1. nadzemného podlažia je navrhnutý stĺp v tvare písmena V ktorý v podzemných podlažiach prechádza do lichobežníkového prierezu 2300-1200x1200 z C60/75. V hornej časti je stĺp prepojený nosníkom. Od 3. nadzemného podlažia sú v rohoch budovy dvojice kruhových kompozitných stĺpov (šesť stĺpov) s priemerom od 600 po 550mm. Stĺpy sú vystužené betonárskou výstužou $d=40\text{mm}$ a oceľovou vložkou z valcovaného profilu HD 320x245 z materiálu HISTAR $f_y=460\text{MPa}$. Výstužné vložky sú spájané skrutkovanými spojmi. Styk valcovaných profilov je riešený kontaktom na presne ofrézované čelné dosky hrúbky 50mm. Stĺpy sú realizované zo samozhutňujúceho betónu C60/75.

Územie pre výstavbu Eurovea 2 sa nachádza na nábreží rieky Dunaj. Tvorené je sedimentami neogénu a kvartéru. Hladina podzemnej vody priamo súvisí s hladinou vody v Dunaji. Povrch územia sa nachádza na kóte cca 139,0 m n.m. Hladina podzemnej vody môže dosiahnuť úroveň 135,0 m.n.m. Základová špára výškovej budovy sa nachádza na kóte 123,5 m.n.m. to znamená 11,5 m pod maximálnou predpokladanou hladinou podzemnej vody. Pre otvorenie stavebnej jamy rozmerov cca 293 x 117 m bolo treba vybudovať podzemnú tesniacu a pažiacu stenu. Eurovea 2 susedí s už zrealizovanou časťou Eurovea 1, s ktorou je vodotesne prepojená.

Dosko-pilótový celého komplexu je navrhnutá ako jeden dilatačný celok z vodostavebného betónu ako biela vaňa. Základová doska hrúbky 3 m (pod vežou) z betónu C30/37 a C40/50 spolupôsobí s vŕtanými pilótami priemeru 900 mm dĺžky od 22 do 32 m. Celkový počet pilot pod vežou je 136 ks. Veľkú pozornosť pri navrhovaní základov bolo treba venovať vzájomnému sadnutiu veže a susedných dilatačných celkov. Časti komplexu Eurovea 2 v blízkosti veže majú len 4 podzemné podlažia a sú namáhané vztlakom vody. V týchto miestach sú navrhnuté pilóty na ťah pre zabezpečenie objektov proti nadvihnutiu. Pre sledovanie sadania komplexu boli vybudované pozorovacie vrty s osadenými deformetrami. V súčasnosti je nosná konštrukcia veže v realizácii. Namerané sadania, ktoré sa realizujú priebežne sú v súlade s predpokladanými hodnotami.

Základová doska veže bola realizovaná kontinuálnou betonážou po dobu cca 60 hod. Celkový objem betónu je 7060 m³. Počas betonáže bola monitorovaná teplota v priereze dosky. Teploty nepresiahli limitné hodnoty.

3 NÁVRH A OVERENIE SPOĽAHLIVOSTI NOSNÉHO SYSTÉMU

Návrh nosného systému výškových budov bol determinovaný architektonickým riešením a požiadavkami na technické vybavenie objektu. Objekt Klingerka má nosný systém tvorený jadrom a šmykovými stenami, ktoré sú zároveň deliacimi medzibytovými stenami. Poloha zvislých nosných konštrukcií bola determinovaná riešením dispozícií bytov. V pôdoryse vzniklo pomerne rozdielne podopretie stropných nosných konštrukcií čo viedlo k návrhu stropných dosiek rôznej hrúbky. Odstupňovanie hrúbok stropných dosiek je riešené v mieste deliacich konštrukcií tak aby nenarušilo podhľady stropov v miestnostiach. Nevýhoda prirodzeného rozloženia tuhosti je kompenzovaná väčším počtom šmykových stien v smere kolmom na pozdĺžnu os objektu.

Nosný systém výškovej obytnej budovy Eurovea Tower koncepčne navrhnutý ako systém so stužujúcim jadrom a stĺpmi. Stužujúce jadro je tvarovo determinované

architektonickým riešením. Účinky vetra pri trojuholníkovom tvare budovy sú výrazne závislé na smere pôsobenia. Nosný systém je vzhľadom na otvory, nepravidelne rozdelené v pôdoryse (hlavne v spodných podlažiach), nesymetrický preto bolo potrebné vodorovným účinkom venovať zvláštnu pozornosť uvažovaním účinkov vetra vo viacerých smeroch. Pre stanovenie účinkov vetra bol vykonaný test vo vetrovom tuneli RWDI v Veľkej Británii . <http://www.rwdi.com/> . Výsledkom testu boli účinky vetra v úrovni jednotlivých podlaží pre 24 smerov. Hodnoty boli prevzaté do výpočtu. Pre analýzu účinkov vetra bola vypracovaná aj analýza metódou fluidnej dynamiky (CFD) spoločnosťou SIMULÁCIE BUDOV s.r.o. <http://www.simulaciebudov.sk/>.

Overenie spoľahlivosti nosných systémov z hľadiska mechanickej odolnosti (medzného stavu únosnosti (MSÚ) a medzného stavu použiteľnosti (MSP) bolo vykonané na priestorových výpočtových modeloch s využitím dvoch nezávislých výpočtových programov SCIA Engineer a ETABS. Takýto postup sa autorom osvedčil aj ako nezávislá kontrola ako aj využitie predností jednotlivých výpočtových programov. Pre riešenie interakcie stavby s podlažím bol využitý program SCIA Engineer s modulom SOILIN. Riešenie odozvy na statické a dynamické zaťaženie bolo realizované programom ETABS. Stropné dosky boli riešené v programe SCIA Engineer a SAFE. Odozva **objektu Klingerka** na zaťaženie vetrom bola riešená podľa STN EN 1991 1-4 s prihliadnutím na výsledky výpočtu účinkov vetra na fasády budov ktorý bol realizovaný metódou fluidnej dynamiky (CFD) spoločnosťou SIMULÁCIE BUDOV s.r.o. <http://www.simulaciebudov.sk/>. Výsledky štúdie obsahovali súčinitele tlaku vetra ako lokálne tlaky na plochy, nie ako integrálne výslednice na podlažia. Použitie takýchto výsledkov je pre výpočet síl od vetra prakticky nemožné. Pre odhad súčiniteľov tlaku a sania boli nápomocné. Mechanická odolnosť nosného systému budovy bola preverená statickým a dynamickým výpočtom na základe 3D výpočtového modelu programom ETABS 2016 a Scia Engineer 2016. Prvá vlastná frekvencia ohybového kmitania budovy má periódu 4,28s (0,233Hz) v smere kolmo na hlavnú os elipsy. Druhá vlastná frekvencia s periódou 2,98s (0,335Hz) je ohybovým kmitaním budovy v smere hlavnej osi elipsy.

Pre riešenie odozvy na účinky vetra pre objekt **Eurovea Tower** boli použité výsledky testu z vetrového tunela. Bolo vykonané aj porovnanie výsledkov s riešením podľa STN EN 1991 1-4. Horizontálny nosný systém je tvorený ŽB jadrom trojuholníkového pôdorysu. Mechanická odolnosť nosného systému budovy bola preverená statickým a dynamickým výpočtom na základe 3D výpočtového modelu programoch ETABS 2016 a Scia Engineer 2016.

Prvá vlastná frekvencia ohybového kmitania budovy **Eurovea Tower** má periódu 5,471s (0,182Hz). Druhá vlastná frekvencia s periódou 4,647s (0,215Hz) je ohybovým kmitaním budovy.

Prvá vlastná frekvencia ohybového kmitania budovy **Klingerka** má periódu 4,28s (0,233Hz) v smere kolmo na hlavnú os elipsy. Druhá vlastná frekvencia s periódou 2,98s (0,335Hz) je ohybovým kmitaním budovy v smere hlavnej osi elipsy.

Pri výškových budovách sa pomerne výrazne prejavuje vplyv postupného budovania objektu. Zohľadnenie priebehu zmrašťovania a dotvarovania vo zvislých nosných konštrukciách ovplyvňuje správanie nosného systému. Skrátene stĺpov a zvislých nosných konštrukcií ovplyvňuje vnútorné sily a deformácie konštrukcií. Riešenie odozvy so zahrnutím postupného budovania nosnej konštrukcie a reologických vlastností betónu má vplyv na redistribúciu síl od zvislého zaťaženia a lepšie vystihuje skutočné pôsobenie nosnej konštrukcie.

Riešenie odozvy na seizmické zaťaženie bolo vykonané metódou lineárnych spektier odozvy s návrhovým seizmickým zrýchlením daným geologickým prieskumom. Parametre spektra odozvy sú podľa geologického prieskumu a podľa STN EN 1998-1/NA/Z2 é referenčné špičkové zrýchlenie $a_{gr}=0.0675 \text{ m/s}^2$ a podložie kategórie D súčiniteľ podložia $S=1,5$ hraničné periódy $T_b=0.125\text{s}$, $T_c=1,0\text{s}$ $T_d=3,0\text{s}$, súčiniteľ významnosti objektu $\gamma_I=1,2$ útlm 2%.

3 ZÁVER

Výškové objekty Klingerka a Eurovea Tower s 36-tim a 46-tim nadzemnými podlažiami sú dobrým príkladom použitia progresívnych konštrukcií a návrhov v projekčnej praxi. Pri realizácii musíme oceniť pozitívny prístup všetkých zúčastnených hlavne developer JTRE ktorý akceptoval požiadavky na vykonanie podrobných prieskumov a testov. Ďalej musíme vyzdvihnúť veľmi korektný a kreatívny prístup dodávateľa STRABAG Pozemné a inžinierske staviteľstvo s.r.o. <https://www.strabag-pozemne.sk/> potrebný pri realizácii každej stavby



Literatúra

- [1] Anil K. Chopra.: *Earthquake Dynamics of Structures Theory and Application to Earthquake Engineering* ,Prentice Hall , Second Edition 2001
- [2] Mario Paz, William Leigh. : *Structural Dynamics – Theory and Computation*, Springer Science + Business Media. LLC, Fifth edition, 2004
- [3] Edward L. Wilson. : *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures* Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA (2002).
- [4] Bilčík, J.—Filo, Ľ- Hlavoník,J. : *Betónové konštrukcie navrhovanie podľa EN 1992-1-1* , Betoning , s.r.o. Bratislava 2005, 314s.
- [5] Stafford-Smith, Alex Coull. : *Tall Building Structures Analysis and Design*, Wiley-Interscience, 1991, 536 strán
- [6] Bungale S. Taranath.: *Steel , Concrete and Composite Design of Tall Buildings*, McGraw-Hill 1997, Second Edition,998 strán

Sekcia E

OPRAVY A REKONŠTRUKCIE

STATICKÁ ANALÝZA PREDPÄTEJ RÁMOVEJ KONŠTRUKCIE PONAD RIEKU HRON V BANSKEJ BYSTRICI

Martin Moravčík¹ – Jakub Kralovanec² – František Bahleda³ – Jozef Prokop⁴

ABSTRAKT

V súvislosti s realizáciou protipovodňových zábran na rieke Hron v Banskej Bystrici, sa otvoril problém so zlým stavebno-technickým stavom dotknutého cestného mosta. Most predstavuje rámovú, monolitickú, predpätú sústavu s koncovými ťahadlami na oboch krajných rámových stojkách. Ide o jednopóľový most so svetlosťou približne 30 m, ktorý bol podľa dostupných údajov postavený v roku 1959, čiže sa jednalo o tzv. prvogeneračnú predpätú konštrukciu. Nosná konštrukcia je tvorená tromi samostatnými trámami. Vzhľadom na zlý stavebno-technický stav mosta, jeho strategickú polohu a nadväznosť komunikácie smerom do centra Banskej Bystrice, bola snaha investora konštrukciu zachrániť, aspoň pre využitie vo forme lávky pre peších. Na základe požiadaviek Mestského úradu Banská Bystrica bola vypracovaná podrobná diagnostika objektu, ako aj statická analýza so zameraním trvalých deformácií (metóda odozvy konštrukcie). Diagnostika bola doplnená o následnú aplikáciu rezovej metódy pre hodnotenie aktuálnej napätosti v konštrukcii.

1 ÚVOD

V priebehu leta 2021 bola vykonaná diagnostika na dodatočne predpätom moste v centre Banskej Bystrice (Obr. 1). Išlo o monolitickú nosnú konštrukciu pozostávajúcu z troch samostatných trámov, vzpier a dodatočne predpätých ťahadiel (Obr. 2 a 3). Na základe dostupných podkladov je známe, že predmetný most bol zrealizovaný v roku 1959. Diagnostika bola vykonaná za účelom overenia statického pôsobenia mosta, ktorý pôvodne prevádzkal pozemnú komunikáciu ponad rieku Hron od železničnej zastávky smerom do centra mesta. Výhľadovo sa uvažuje zachovanie mosta už len pre pešiu dopravu.



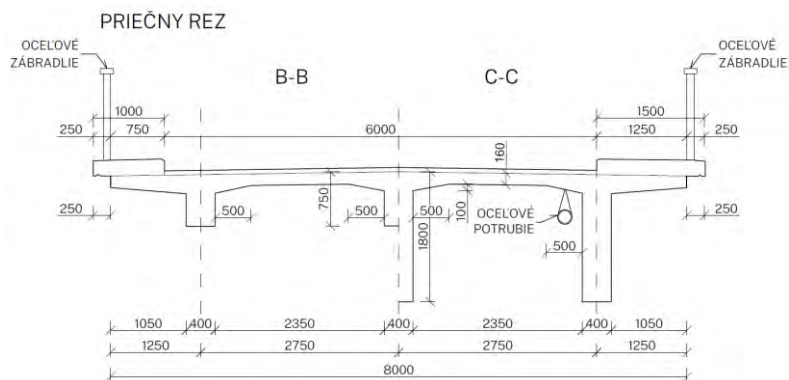
Obr. 1 – Pohľad na overovaný most v Banskej Bystrici.

¹ prof. Ing. PhD., Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: (041) 513 5658, e-mail: martin.moravcik@uniza.sk

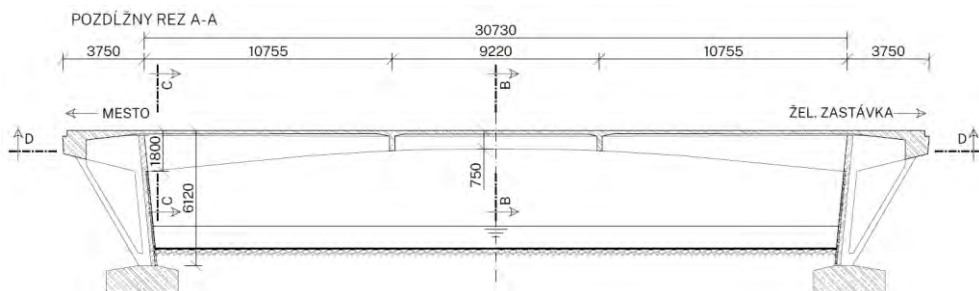
² Ing., Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: (041) 513 5666, e-mail: jakub.kralovanec@uniza.sk

³ Ing. PhD., Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: (041) 513 5672, e-mail: frantisek.bahleda@uniza.sk

⁴ Ing. PhD., Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: (041) 513 5672, e-mail: jozef.prokop@uniza.sk



Obr. 2 – Priechy rezy v poli (B-B) a nad vzperou (C-C).

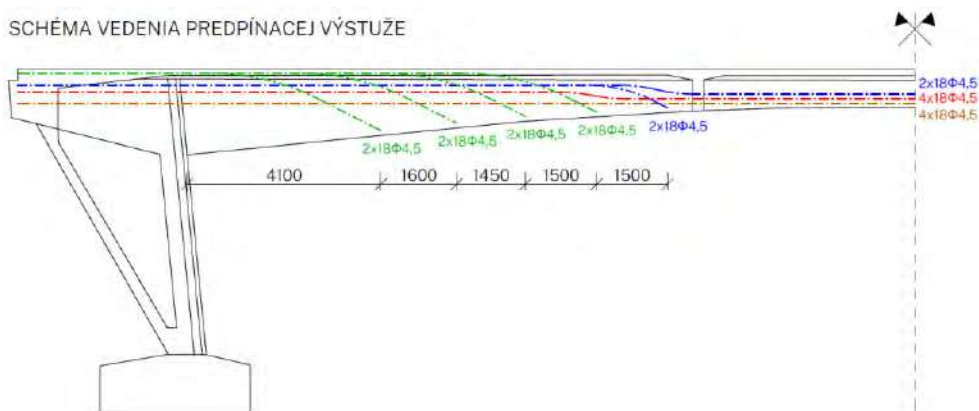


Obr. 3 – Pozdĺžny rez.

V rámci diagnostiky bola overená pevnostná trieda betónu nosnej konštrukcie nedeštruktívnou metódou, použitím Schmidtovho tvrdomeru (typ N). Týmto spôsobom bola stanovená pevnostná trieda betónu na C40/50. Korózia predpínacej výstuže bola na odhalenom mieste posúdená len ako mierna, resp. povrchová. Prítomné boli aj známky injektáže po dĺžke káblového kanálika aj na kotvách. Pri odhalení kotevnej oblasti bolo zistené, že káble pozostávajú z 18 ks patentovaných drôtov s priemerom 4,5 mm. Kotvenie predpínacej výstuže bolo realizované tzv. plným oceľovým kužeľom (Obr. 4). Odhalené boli kotevné oblasti na oboch stranách mostu. Kotevná oblasť na strane bližšej k centru mesta bola v horšom stave ako tá, ktorá sa nachádzala na strane od železničnej zastávky. V čelách trámov boli kotvené len priebežné káble, zatiaľ čo nepriebežné káble boli vykotvované na spodnej hrane trámov vo vzdialenostiach približne 1,50 m. Vedenie predpínacej výstuže je prehľadne zobrazené na Obr. 5.



Obr. 4 – Detail odobratej kotvy (vľavo), kotevná oblasť (vpravo).



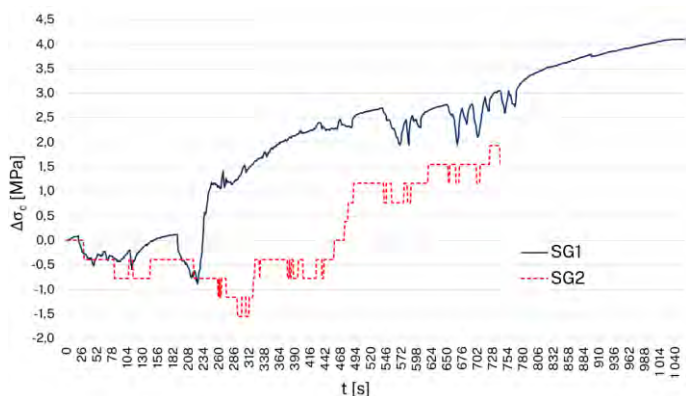
Obr. 5 – Vedenie predpínacej výstuže – pozdĺžny rez.

2 OPIS EXPERIMENTÁLNEHO MERANIA

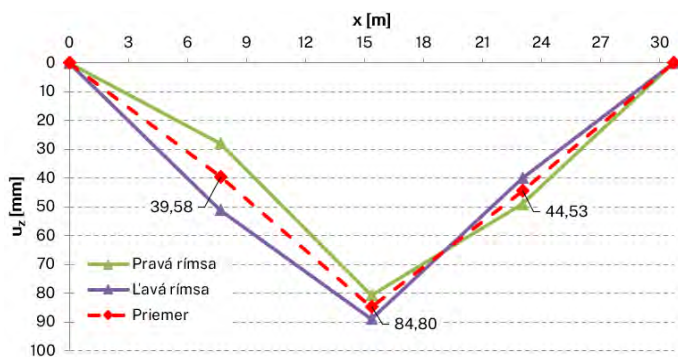
Dvojica rezov s osovou vzdialenosťou 120 mm a hĺbkou 30 mm bola vedená po spodnej hrane vnútorného predpätého monolitického trámu vo vzdialenosti 2,50 m od líca šikmej vzpery bližšie k železničnej zastávke (Obr. 6). Kvôli kontrole bola zmena pomerných pretvorení zaznamenávaná v polovici osovej vzdialenosti medzi rezmi pomocou dvoch fóliových lepených tenzometrov HBM LY41-50/120. Pri meraní došlo na jednom z tenzometrických snímačov (SG2) k poruche. Pri uvážení modulu pružnosti betónu (E_c) s hodnotou 35,22 GPa, došlo k celkovej zmene napätia na úrovni približne $\Delta\sigma_c = 4,10$ MPa. Hodnoty zmeny normálového napätia po aplikácii rezov, ktoré boli zaznamenané počas merania sú uvedené na Obr. 7. V rámci diagnostiky bola vykonaná analýza aj pomocou metódy odozvy konštrukcie – merané boli zvislé deformácie na nosnej konštrukcii presnou niveláciou, a to v bodoch nad vzperami, v štvrtinách rozpätia a v polovici rozpätia. Namerané a vyhodnotené hodnoty zvislých deformácií sú zobrazené na Obr. 8. Metóda odozvy konštrukcie je bližšie popísaná napr. v [1-3] a rezová metóda založená na uvoľnení normálového napätia v [2-5].



Obr. 6 – Pohľad na aplikované rezy (vnútorný trám).



Obr. 7 – Zaznamenaná zmena normálového napätia po aplikácii rezov.



Obr. 8 – Nemerané zvislé deformácie mosta – presná nivelácia.

3 VYHODNOTENIE EXPERIMENTÁLNEHO MERANIA

Numerická nelineárna analýza bola vykonaná v prostredí programu ATENA 2D [6-8] (Obr. 9) s podporou TDA analýzy v softvéri SCIA Engineer [9] (Obr. 10). V rámci analýzy bol namodelovaný jeden trám ako 2D prvok, pričom jednotlivým častiam (makroelementom) bola priradená príslušná hrúbka s ohľadom na zachovanie plochy a momentu zotrvačnosti. Model v ATENE 2D umožňoval nelineárnu analýzu, ktorá zohľadnila pokles tuhosti v strednom priereze mosta vplyvom propagácie trhlin. V pomerne subtlínom strednom priereze vznikli trhliny už od kvázi-stálej kombinácie, čoho dôkazom boli zistenia v rámci diagnostiky (šírka približne 0,15 mm). Predpínacie káble boli zadane ako súdržné s napätím, ktoré vyplynulo z TDA analýzy v programe SCIA Engineer. Sieť bola zahustená v strednej časti trámu (očakávaný vznik trhlín na základe záverov diagnostiky) a v okolí aplikovaných rezov v rámci rezovej metódy. Aplikácia rezov bola vo výpočtovom modeli zohľadnená pomocou „fáz výstavby“ – rapídnu zmenou tuhosti makroelementov, ktoré vyjadrovali rezy.



Obr. 9 – Výpočtový model mosta v programe ATENA 2D.



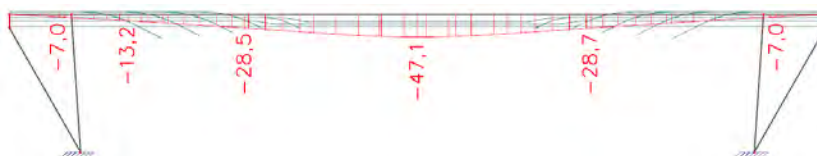
Obr. 10 – Výpočtový model mosta v programe SCIA Engineer.

Podľa numerického modelu by malo dôjsť pri použitých parametroch rezov k zmene normálového napätia o 4,49 MPa (Tab. 1). In situ meranie ukázalo zmenu normálového napätia na úrovni 4,10 MPa. Na základe tohto porovnania je možné predpokladať, že predpätie nosnej konštrukcie analyzovaného mosta je v stave, ktorý bol určený na základe TDA analýzy, ktorá pracovala s výpočtom podľa aktuálne používaného Eurokódu 2. Vykonaná analýza uvažovala so zníženým napätím v kábdoch ťahadiel. K tomuto kroku sa pristúpilo na základe zistenému tvaru deformácie konštrukcie, ktorý naznačoval zníženú účinnosť ťahadiel.

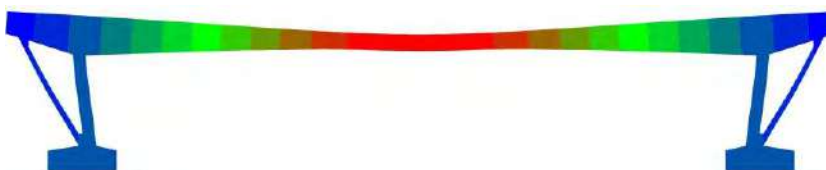
Tab. 1 – Normálové napätia z analýzy v programe ATENA 2D.

Bod	$\sigma_{e,0}$ [MPa]	$\sigma_{e,30}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{e,30}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{e,30}$ [%]
1	-5,58	-0,71	-4,87	87
2	-5,58	-1,09	-4,50	81
3	-5,58	-1,09	-4,50	81
4	-5,59	-1,30	-4,29	77
5	-5,59	-1,30	-4,29	77
6	-5,60	-1,32	-4,28	76
7	-5,61	-1,17	-4,44	79
8	-5,61	-1,17	-4,44	79
9	-5,63	-0,84	-4,79	85
Priemer	-5,60	-1,11	-4,49	80

Zvislá deformácia konštrukcie od stáleho zaťaženia (30 mm) a od reologických procesov po 62 rokoch (47,1 mm) predstavuje celkovú hodnotu 77,1 mm. Táto hodnota vyjadruje dobrú zhodu s nameranou hodnotou presnou niveláciou v rámci diagnostiky mosta (84,8 mm). Mierne odchýlky môžu byť spôsobené nepresnosťami v jednotlivých modeloch (materiálové charakteristiky, geometria prvkov, tuhosti prierezov s trhlinou) a samotným meraním in situ.



Obr. 11 – Zvislá deformácia konštrukcie od reológie betónu po 62 rokoch (TDA analýza).



Obr. 12 – Zvislá deformácia konštrukcie od ostatných zaťažení (ATENA 2D).

4 ZÁVERY

Uvedený príspevok popísal možnosti nepriamej analýzy predpätia existujúcich konštrukcií. V súčasnosti sme k takejto analýze nútení čoraz častejšie, keďže hlavne predpäté mosty s koncepčnými chybami ochrany predpätia dosahujú limity svojej životnosti. Cieľom určenia reziduálneho predpätia bolo zadefinovanie možného využitia pôvodne cestného mosta ako lávky pre peších a poskytnutie nevyhnutných podkladov pre správcu objektu na ďalšie riešenie. Most v aktuálnom stave, je možné využiť len pre pešiu dopravu v zredukovanej dopravnej šírke v stredovom páse. Navrhnutý však bol variant zosilnenia externým predpätím, v čo možnom najkratšom čase. Aplikované boli dve nepriame metódy, a to rezová metóda vo forme vyhodnotenia pomerných pretvorení a metóda odozvy konštrukcie vo forme vyhodnotenia trvalých zvislých deformácií od stálych zložiek zaťaženia. Merania ukázali pomerne dobrú zhodu so stanoveným predpokladaným stavom mostnej konštrukcie po 62 rokoch prevádzky. Pri nedostatku financií mesta na úplnú výmenu mosta sa ukázali zrealizované merania, ako dobrý prostriedok k exaktnejšiemu overeniu aktuálneho stavu konštrukcie s jeho možným využitím pre ďalšie obdobie, dokiaľ sa nezrealizuje komplexné riešenie situácie.

PodĎakovanie

Tento príspevok vznikol za podpory Vedeckej grantovej agentúry MŠVVaŠ SR a SAV (VEGA) číslo 1/0306/21 a 1/0048/22 a Kultúrnej a edukačnej grantovej agentúry MŠVVaŠ SR (KEGA) číslo 020ŽU-4/2021.

Literatúra

- [1] Moravčík, M. – Bujňáková, P. – Bahleda, F.: *Failure and damage of a first-generation precast prestressed bridge in Slovakia*. Struct. Concrete. 2020, 21, 2353–2362, doi:10.1002/suco.201900526.
- [2] Bagge, N. – Nilimaa, J. – Blanksvärd, T. – Elfgren L.: *Instrumentation and Full-Scale Test of a Post-Tensioned Concrete Bridge*. Nordic Concrete Research 2014; 51:63-83.
- [3] Bagge, N. – Nilimaa, J. – Elfgren, L.: *In-situ Methods to Determine Residual Prestress Forces in Concrete Bridges*. Engineering Structures; 2017.
- [4] Kral'ovanec, J. – Prokop, J.: *Indirect Methods for Determining the State of Prestressing*. Transportation Research Procedia 2021, Volume 55, pp. 1236-1243. doi: 10.1016/j.trpro.2021.07.105.
- [5] Kral'ovanec, J. – Bahleda, F. – Prokop, J. – Moravčík, M. – Neslušan, M.: *Verification of Actual Prestressing in Existing Pre-Tensioned Members*. Appl. Sci. 2021, 11, 5971. <https://doi.org/10.3390/app11135971>.
- [6] Červenka, V. – Jendele, L. – Červenka, J.: *ATENA Program Documentation – Part 1. Theory*. Prague; January 26, 2018.
- [7] Červenka, J.: *ATENA Program Documentation – Part 4-1. Tutorial for Program ATENA 2D*. Prague; June 2, 2015.
- [8] Janda, Z. – Červenka, J.: *ATENA Program Documentation – Part 4-3. Tutorial for Construction Process Modelling in ATENA 2D*. Prague; March 9, 2009.
- [9] SCIA Engineer. *Advanced Expert Training. Post-tensioning*. 2015. [https://downloads.scia.net/support/sciaengineer/manuals/15/prestress/\[eng\]advanced%20expert%20training%20-%20post-tensioning%202012.0.1049_v2.pdf](https://downloads.scia.net/support/sciaengineer/manuals/15/prestress/[eng]advanced%20expert%20training%20-%20post-tensioning%202012.0.1049_v2.pdf).

ZOSILŇOVANIE A SANÁCIA MOSTOV NA OZUBNICOVEJ ŽELEZNICI TATRANSKÁ ŠTRBA – ŠTRBSKÉ PLESO

Martina Huková¹ – Zuzana Ždanská²

ABSTRAKT

Ozubnicová železnica vo Vysokých Tatrách, ktorá premáva z Tatranskej Štrby na Štrbské Pleso, bola prvý krát uvedená do prevádzky v roku 1896 a už vtedy dokázali vlaky na takmer päťkilometrovom úseku prekonať výškový rozdiel 430 m. Pôvodná trať slúžila 40 rokov, v roku 1936 sa prevádzka zastavila a trať sa demontovala. Jej rekonštrukcia začala až s blížiacimi sa majstrovstvami sveta v klasickom lyžovaní, ktoré sa v Československu konali v roku 1970. Vtedy sa vybudovali aj nové mosty, ktoré prekleňovali cestnú komunikáciu vedúcu zo Štrby. V priebehu roka 2020 sa stali 3 mosty na tejto trati predmetom posudzovania inžinierov a statikov, ktorí po dôsledných výpočtoch a posudkoch vyhodnotili, že mosty je potrebné sanovať a konštrukčne zosilniť. Dôvodom zosilňovania mostov bola obnova trate pre zubačku a nové moderné súpravy, ktoré budú premávať na spomínanej trase. Pre takýto rozsiahly projekt bolo nutné navrhnúť technológiu, ktorá má dlhú životnosť, je jednoduchá a rýchla na realizáciu a dokáže preniesť potrebné zaťaženie. Zosilňovanie konštrukcie bolo realizované technológiou predpínania CFRP lamiel Sika® CarboDur® – jedinečnou a patentovanou technológiou Sika® CarboStress®, ktorá bola na území Slovenska, ale aj mnohých okolitých krajín, použitá po prvý krát.

1 DIAGNOSTIKA A STATICKÉ POSÚDENIE MOSTOV

V traťovom úseku TÚ 2684 Štrba - Štrbské Pleso ozubnicovej trate sa nachádzajú tri mosty: v km 0,435, km 1,672 a km 3,282. Diagnostika a prepočty mostov boli vypracované na základe objednávky ŽSR z dôvodu zámeru prevádzkovateľa ZSSK o nasadenie na trati nových ozubnicových elektrických jednotiek (OEJ) a ich prevádzkovanie dvojmo. Zhotoviteľom diagnostiky a prepočtu prvého a tretieho mosta bola Katedra stavebných konštrukcií a mostov Stavebnej fakulty Žilinskej univerzity v Žiline (SvF UNIZA), druhého mosta bol Výskumný a vývojový ústav železníc (VVÚŽ).

Z výsledkov vykonanej diagnostiky a prepočtu vyplynulo, že prefabrikované predpäté nosníky nosných konštrukcií, úložné prahy a stĺpy pilierov všetkých troch mostov nevyhovujú na prechodnosť (II. medzný stav - obmedzenie napätí v prípade predpätých nosníkov a na I. medzný stav - ohybovú únosnosť v prípade úložných prahov a pilierov).

Na základe tejto diagnostiky bol vypracovaný projekt rekonštrukcie – zosilnenia mostov. Nosné konštrukcie (jednotlivé predpäté nosníky KA 61) sú zosilnené pomocou predpätých uhlíkových (CFRP) lamiel. Bol navrhnutý patentovaný systém od firmy Sika® – jedná sa o lamely CarboDur® S626 (60 x 2,6 mm), ktoré bolo potrebné predopnúť na predpínaciu silu 140 kN. Vzhľadom na to, že lamely nebolo možné predopnúť na túto max. silu z dôvodu malej hrúbky spodnej dosky predpätých nosníkov KA 61 (100 mm) boli použité na každý nosník 2 lamely. Každá lamela je kotvená certifikovanými kotvami od spoločnosti StressHead® - jednou pasívnou a jednou aktívnou kotvou. Umiestnenie kotiev na oboch lamelách na každom nosníku bolo prestriedané (1. lamela: pasívna a aktívna kotva, 2. lamela: aktívna a pasívna kotva). Pôvodné základové bloky pilierov nebolo potrebné

¹ Ing. Martina Huková, Sika Slovensko, spol. s r.o., Rybníčná 38/e, 831 06 Bratislava, tel.: 0902 350 407, e-mail: hukova.martina@sk.sika.com

² Ing. Zuzana Ždanská, Sika Slovensko, spol. s r.o., Rybníčná 38/e, 831 06 Bratislava, tel.: 0903 288 252, e-mail: zdanska.zuzana@sk.sika.com

zosilňovať. Drieky pilierov (stĺpy pilieru) bolo potrebné zosilniť pomocou vybetónovania priestoru medzi stĺpmi drieku s použitým betonárskej výstuže.

2 POŽIADAVKY PROJEKTU

Hlavnou požiadavkou projektu bolo navrhnuť technické zosilnenie nosných konštrukcií.

Na všetkých troch mostoch bola pred samotnou realizáciou vykonaná výmena izolácie na nosných konštrukciách a vykonaná nutná oprava odkrytých častí nosnej konštrukcie.

V prvej etape prác bol sanovaný betónový povrch na spodných a bočných stranách mostov. Odstránil sa zvetralý a nesúdržný betón, obnažená výstuž bola ošetrená produktom proti korózii a povrch bol opravený pomocou sanačnej malty. Týmto pracovným postupom bol vytvorený dokonalý povrch pre následné zosilňovanie.

V druhej etape sa riešil návrh a možnosť realizácie zosilnenia nosných konštrukcií tak, aby vyhovovali novému zaťaženiu. Jednou z uvažovaných alternatív na zosilňovanie nosných konštrukcií bola špecializovaná a patentovaná technológia, na ktorej spolupracujú spoločnosti Sika® a StressHead® AG viac ako 20 rokov. Jedná sa o technológiu predpínania CFRP lamíel – systém Sika® CarboStress®.



Obr. 1. Príprava priestoru na sanáciu podkladu pred zosilňovaním

3 PRÍPRAVA PROJEKTU

Vzhľadom na výnimočnosť a technickú náročnosť systému bola na vypracovanie projektu a realizáciu predpínania oslovená partnerská firma StressHead® AG zo Švajčiarska. Na príprave projektu komunikovali už počiatočnej fázy všetky zúčastnené strany veľmi intenzívne.

Po zhodnotení vhodnosti tohto systému staticmi a zástupcom spoločnosti StressHead® pripravil odborník z tejto firmy všetky potrebné podklady – detaily umiestnenia, detaily pre výrobu deviátorov, zoznam materiálov a vybavenia na realizáciu, postupy pre zabudovanie.



Obr. 2. Deviátory

4 RIEŠENIA NA OPRAVU A OCHRANU ŽB KONŠTRUKCIÍ

Na sanáciu betónového povrchu po jeho dôkladnom očistení boli použité výrobky z rady Sika MonoTop®. Obnažená výstuž sa ošetrila náterom na ochranu výstuže a zároveň adhéznym mostikom pre nasledujúce vrstvy SikaTop® Armatec®-110 EpoCem®. Reprofilačná malta Sika MonoTop®- 412 N bola použitá na lokálne vyspravenie nerovného povrchu a zároveň na vytvorenie podkladnej plochy pre lepenie uhlíkových lamiel Sika® CarboDur®-S626. Na lokálnu sanáciu bočných strán mostovky bola použitá opravná malta SikaRep®, na plošné uzatvorenie boli použité jemná stierka Sika MonoTop®-620 a finálny ochranný náter Sikagard®-680 S.

5 ZOSILŇOVANIE KONŠTRUKCIE A PREDPÍNANIE LAMIEL

Zabudovanie technológie predpínania lamiel môže realizovať iba jej dodávateľ – firma StressHead® – alebo certifikovaná realizačná spoločnosť. Vzhľadom na to, že sa jednalo o prvý projekt na Slovensku, predpínanie bolo realizované za osobnej účasti dvoch pracovníkov zo Švajčiarska.

Na mostnú konštrukciu sa zo spodnej strany mosta osadili oceľové deviátory, do ktorých sa následne osadila a ukotvila lamela. Pred napínaním sa na lamelu nanieslo lepidlo Sikadur®-30, ktoré v tomto prípade slúži najmä na dokonalé spojenie lamiel s povrchom mosta. Samotné predpínanie pomocou hydraulického zariadenia, osadeného do oceľového deviátora, vytvorilo požadované výpočtové napätie.

Spolu bolo na troch mostoch zabudovaných 90 CarboStress systémov, celkovo nalepených cca 1.200 m lamely Sika® CarboDur® S626. Dĺžka systémov bola od 8 m do 15,5 m.

Samotnú realizáciu vykonávali pod odborným dohľadom pracovníci ŽSR Mostný obvod.

V prípravnej fáze ŽSR Mostný obvod zabezpečoval výrobu deviatorov, očistenie mostného objektu technológiou vodného lúča, vrtanie otvorov cca 1200 otvorov vrátane zosilnenia pilierov a základov.



Obr. 3. Pohľad na zabudované lamely (na každom nosníku dvojica lamiel s prestriedaním aktívna / pasívna kotva)



Obr. 4. Predpínanie lamely na strane aktívnej kotvy

6 ZÁVER

Obnova mostov na ozubnicovej trati si vyžiadala zvládnutie aj nepredvídaných podmienok v horskom teréne a celý priebeh stavby je možné charakterizovať ako efektívne a racionálne využitie ľudského, technologického a technického potenciálu.

Na základe konštruktívneho prístupu všetkých projektantov z UNIZA a VVUŽ podieľajúcich sa na príprave s využitím moderného systému Sika® CarboStress a s využitím aktívneho zosilňovania nosných konštrukcií vzniklo realizáciou pracovníkmi ŽSR Mostný obvod za technického dozoru dodávateľskej firmy Sika® a StressHead® technické dielo rekonštrukcie mostných objektov, ktoré stabilizovalo a predĺžilo požadovanú životnosť mostného objektu.

Napriek náročnej a inovatívnej technológii bola veľmi pozitívne zhodnotená aj ekonomická stránka celého diela.

Hlavným prínosom opráv týchto mostov je spokojnosť cestujúcej verejnosti a hrdosť všetkých zainteresovaných firiem a pracovníkov, že mali možnosť ukázať a realizovať túto inovatívnu technológiu po prvý krát u nás na Slovensku.



Obr. 5. Finálny pohľad na sanovaný a zosilnený most (detailný pohľad na kotvenie lamiel a deviátory)



Obr. 6 Finálny pohľad na sanovaný a zosilnený most (pred betonážou medzi piliermi)

Účastníci projektu

Investor: Železnice Slovenskej republiky

Projektant, spracovateľ diagnostiky a statického prepočtu: Žilinská univerzita v Žiline, Stavebná fakulta, kolektív z Katedry stavebných konštrukcií a mostov pod vedením doc. Ing. Peter Koteš, PhD, Železnice Slovenskej republiky - Výskumný a vývojový ústav železníc Žilina, zodpovedný riešiteľ diagnostiky a prepočtu Ing. Ondrej Kridla.

Generálny dodávateľ: Železnice Slovenskej republiky Mostný obvod so sídlom v Košiciach.

Správca železničných mostov: Železnice Slovenskej republiky Mostný obvod so sídlom v Košiciach.

Dodávateľ materiálov na sanáciu a zosilňovanie: Sika Slovensko, spol. s r.o.

Návrh, dodanie a realizácia predpínania CFRP lamíel: StressHead® AG, Švajčiarsko

Literatúra, normy a predpisy

- [1] Projektová dokumentácia mostov v km 0.435 km, 1,674 km a 3.382 km trate Štrba – Štrbské Pleso
- [2] Mostné revízne správy, evidenčné listy
- [3] Technická dokumentácia správcu železničných mostov
- [4] Technická dokumentácia k výrobkom Sika®
- [5] Podklady k projektu zosilňovania a predpínania vypracované spoločnosťou StressHead®

SKÚSENOSTI S REKONŠTRUKCIAMI MOSTOV NA SLOVENSKÝCH CESTÁCH

Ján Laco¹ – František Karaba² – Matej Buchta³

ABSTRAKT

Degradujúca cestná infraštruktúra na Slovensku je témou mnohých diskusií. Množstvo mostov na Slovensku bolo postavených v 60. a 70. rokoch minulého storočia, kedy normy neprihliadali príliš na trvanlivosť konštrukcii a narastajúcu intenzitu dopravy. Rovnako aj kvalita materiálov a zhotovenia bola neporovnateľne nižšia ako v dnešnej dobe. Investičný dlh autorít na Slovensku je preto citelný takmer v každej obci či okrese. Ten sa prejavuje najmä početnými poruchami nosnej konštrukcie i spodnej stavby a zvrškov. Medzi najčastejšie poruchy patri delaminácia a odlupovanie betónu, rozsiahla korózia či už betonárskej alebo predpínacej výstuže, zatekanie alebo podmytie spodnej stavby. Práve tieto poruchy majú vplyv aj na zaťažiteľnosť mosta a taktiež skracujú jeho životnosť. Rekonštrukcia takto zdegradovanej konštrukcie vyžaduje odstránenie porúch, predĺženie spravidla nízkej zostatkovej životnosti a navýšenie zaťažiteľnosti. Tato neľahká úloha je na projektantoch mostných konštrukcií, ktorí musia vymyslieť opatrenia, ktoré v čo najväčšom rozsahu adresujú vzniknuté poruchy s obmedzeným rozpočtom na rekonštrukciu. Tento príspevok sa zaoberá opatreniami na vybraných mostoch cestnej infraštruktúry, či už v intraviláne alebo extraviláne navrhnutých práve za účelom odstránenia porúch, navýšenia zostatkovej životnosti a zaťažiteľnosti mostov.

1 ÚVOD

Aj napriek tomu, že majorita mostov na cestnej infraštruktúre Slovenskej Republiky sú pomerne jednoduché konštrukcie, prístup musí byť častokrát individuálny. Degradácia je najmä spojená so zatekaním mosta v miestach rím a záverov a následným rozpadom pomerne nekvalitného betónu. Väčšina mostov na našom území bola vyhotovená v 60. a 70. rokoch 20. storočia. V tej dobe boli požiadavky na trvanlivosť betónu neprimerané vyhlídkovým intenzitám dopravy aké pozorujeme v dnešnej dobe. Aj preto si opravy, respektíve rekonštrukcie mostov vyžadujú citlivý prístup.

Zaťažiteľnosť existujúcich mostov sa prepočítava v zmysle TP 02/2016 [1] a zostatková životnosť podľa 14/2013 [2]. Treba poznamenať, že [1] vyhodnocuje existujúce mosty na zaťažovacie modely v zmysle STN EN 1991-2 [3]. Tieto modely počítajú s vyhlídkovou intenzitou dopravy na minimálne nasledujúcich 100 rokov, pričom zostatková životnosť sa v lepšom prípade odhaduje radovo do niekoľko desiatok rokov. Takto vykonaný statický prepočet, samozrejme, udáva neadekvátnu zaťažiteľnosť mosta, pričom výsledná zaťažiteľnosť častokrát nezodpovedá povolenej na danom objekte.

¹ Ing. PhD. CEng. MICE, D-Phase a.s., Apollo Business Center II – blok H, Mlynské Nivy 49, 821 09 Bratislava, tel.: +421 911 158 674, e-mail: Jan.Laco@d-phase.sk

² Ing., Stavby Slovakia s.r.o, Láb č.d. 671, 900 67 Láb, tel.: +421 902 986 636, e-mail: frantisek.karaba@gmail.com

³ Ing., D-Phase a.s., Apollo Business Center II – blok H, Mlynské Nivy 49, 821 09 Bratislava, tel.: +421 910 697 103, e-mail: Matej.Buchta@d-phase.sk

2 VYBRANÉ PROJEKTY REKONŠTRUKCIÍ MOSTOV NA CESTÁCH SR

2.1 Most na Triede arm. gen. L. Svobodu, Košice

Jedná sa o prosto podopretý jednoložový most v centre mesta Košice na 4 prúdovej miestnej komunikácii kategórie MZ 20,5/60, smerovo nerozdelenej. Investorom bolo mesto Košice. Pôvodný most bol zhotovený z predpätých nosníkov KA-67 [4], podopretých na dvoch masívnych železobetónových oporách. Krytie predpínacích lan prefabrikátov KA-67 nespĺňa požiadavky v zmysle platných noriem. Táto skutočnosť sa prejavuje odlupovaním krycej vrstvy betónu a koróziou lán. Šmyková výstuž týchto prvkov je taktiež poddimenzovaná. Šmyková odolnosť prvkov určuje zaťažiteľnosť mosta zhotoveného z tohto typu prefabrikátov.

Nakoľko prefabrikáty KA-67 boli značne zdegradované, ako je vidieť na obr. 1b, pokus o ich opravu bol finančne neefektívny. Z tohto dôvodu projektant pristúpil ku komplexnej rekonštrukcii mosta zahŕňajúcej úplnú výmenu nosnej konštrukcie mosta. Z dôvodu veľkej intenzity dopravy na predmetnej komunikácii musela rekonštrukcia byť realizovaná po poloviciach jazdného profilu. Zhotovenie komplikovalo aj trolejové vedenie pod mostom. To muselo byť adekvátne zabezpečené počas výstavby.

Navrhnuté boli vopred predpäté tyčové prefabrikáty dĺžky 18 m. Každý z prefabrikátov bol podopretý osobitne dvojicou elastomérových ložísk. Z tohto dôvodu bolo nutné navrhnuť úpravu úložného prahu na oporách. Existujúci úložný prah bol vybúraný a na novozníknutej platforme na vrchu opory boli vybudované nový, spriahnutý úložný prah s ložiskovými blokmi. Odhadovaná cena zhotovenia diela bola 715 000 Eur. Priečny rez mostom a pohľad na zrekonštruovanú konštrukciu je vyobrazený na obr. 1a, respektíve 1c.



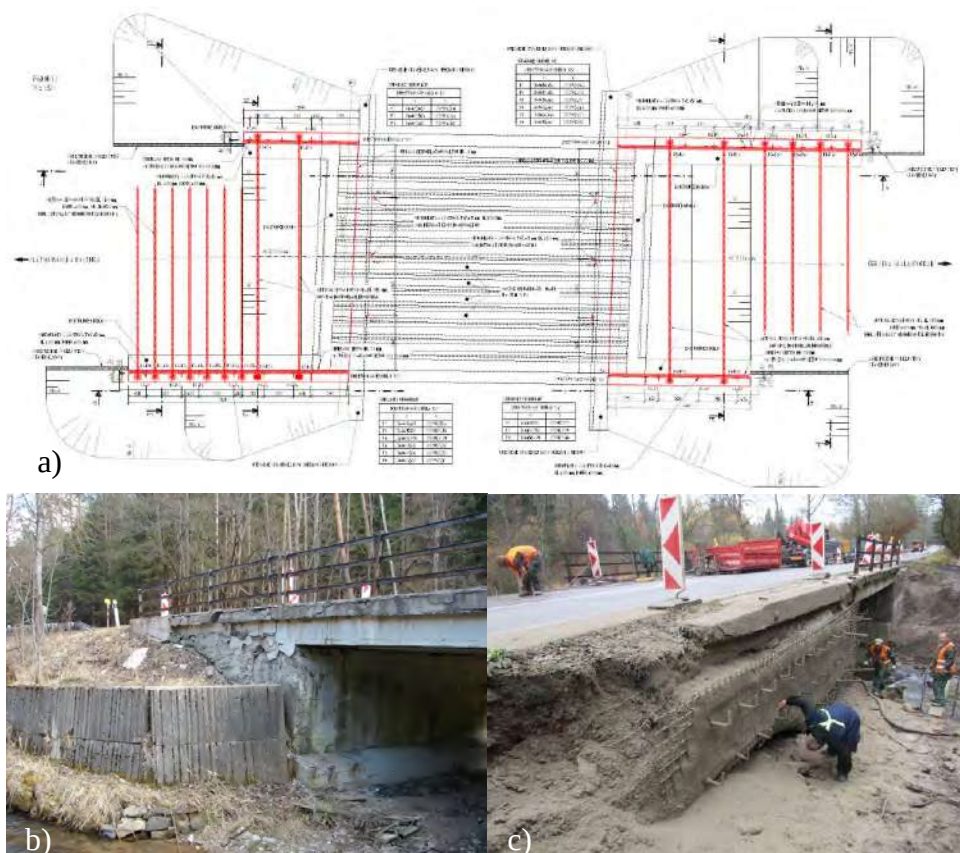
Obr. 1 – a) priečny rez rekonštruovaným mostom, b) degradácia nosníkov KA-67, c) pohľad na zrekonštruovaný most

2.2 Most na ceste I/66 pri obci Šumiac

Podobne ako mnohé iné mosty na cestnej infraštruktúre I. triedy, aj táto konštrukcia bola zaradená do kategórie VII – havarijný stav. Opäť sa jedná o proste uložený jednopolový most zhotovený zo železobetónových prefabrikátov Hájek [5]. Most premostňuje rieku Hron na ceste I/66, ma rozpätie 9,5 m, a je uložený na lepenkovom páse na masívnych železobetónových oporách.

Návrh rekonštrukcie spočíval v rozšírení jazdného pásu na 7 m, t.j. 3,5 m široký jazdný pruh pre každý smer, stabilizácie značne degradovanej spodnej stavby a rekonštrukciou cestného zvršku. Poruchy spočívali v podmytí opôr a rozpadom betónu krídel a mostných ríms, ako je vidieť na obr. 2b. Tieto primárne poruchy mali za následok ďalšie poruchy vo vozovke.

Samotnú stabilizáciu spodnej stavby tvoril návrh série šikmo vŕtaných mikropilót pod podmytými oporami a krídlami. Ďalej zemné kotvy vŕtane horizontálne naprieč krídlami na celú šíku vozovky a dobetonávka krídel. Návrh stabilizácie je znázornený na obr. 2a. Tá bola realizovaná spriahnutím s existujúcimi zdegradovanými krídlami. Po navŕtaní spriahovacej výstuže a aktivovaní zemných kotiev sa naniesla vrstva striekaného betónu na zdegradované krídla. Následne sa umiestnila betonárska výstuž a uložil betón dobetonávky krídel. Realizácia je ukázaná na obr. 2c. Zaujímavosťou je, že počas výstavby bola odhalená murovaná klenba v jednej z prechodových oblastí. Tá bola pravdepodobne súčasťou pôvodného mosta.



Obr. 2 – a) návrh stabilizácie spodnej stavby, b) pohľad na zdegradovanú časť mosta, c) realizácia stabilizácie

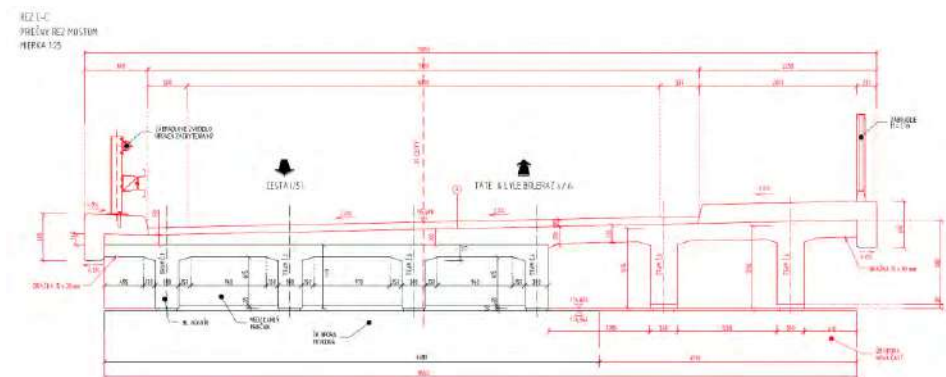
2.3 Rekonštrukcia mosta v obci Boleráz

Ďalší z projektov sa nachádza na miestnej komunikácii v obci Boleráz. Most sa nachádza na Hlavnej ulici smerom k železničnej stanici, respektíve potravinárskemu závodu TATE & LYLE Boleráz s.r.o a premostňuje potok Trnávka.

Jedná sa o železobetónový trámový most s teoretickým rozpätím 9 m a celkovou dĺžkou 17,1 m. Most je vystavený intenzívnej nákladnej doprave smerujúcej k spomínanému potravinárskemu závodu. Projekt zahŕňal zosilnenie NK, rozšírenie jazdného pásu a integrovanie chodníka pre chodcov na most, nakoľko chodci doposiaľ využívali pridruženú oceľovú lávku. Obr. 3a zobrazuje priečny rez mostom po rekonštrukcii

Nosná konštrukcia mosta bola rozšírená o geometricky identické 2 trámy s koncovými priečnikmi. Tie boli spriahnuté s existujúcimi 4 trámami nadbetónovanou spriahajúcou doskou a rozšírenými koncovými priečnikmi. Existujúce trámy boli zosilnené dvojicou zdvíhaných voľných káblov. Tie boli zakotvené do zosilnených existujúcich koncových priečnikov. Most je semi-integrálny, uložený na elastomérových ložiskách. Na obr. 3b a 3c je zobrazený pôvodný most a ten istý most po rekonštrukcii.

Most musel byť rekonštruovaný s prihliadnutím na zachovanie dopravy. Realizácia bola rozdelená na 3 etapy. V prvej etape sa vybúrala rímsa a časť spriahovacej dosky, dobudovala spodná stavba a nová časť NK. V druhej etape sa doprava presmerovala na novú časť NK, bola vybúraná zostávajúca časť spriahovacej dosky, zrealizovala sa nová doska a zosilnenie trámov a taktiež sa dobudoval mostný zvršok na tejto strane mosta. V tretej etape sa doprava opäť presmerovala na pôvodnú časť NK a na novovybudovanej Časti sa dokončil mostný zvršok, respektíve chodník pre chodcov a záchytné zariadenia.



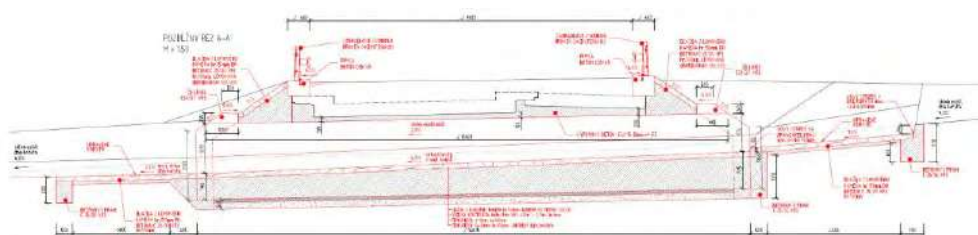
Obr. 3 – a) priečny rez mosta po rekonštrukcii , b) pohľad na pôvodnú časť mosta, c) most po rekonštrukcii

2.4 Most cez potok Javor pri obci Píla

Posledný projekt rekonštrukcie sa týka železobetónového mosta na ceste pri obci Píla. Jedná sa o komunikáciu kategórie 9,5/90. Rozpätie mosta je 4,5 m a jeho celková dĺžka približne 9 m. Most bol postavený v roku 1945 a jeho normálna zaťažiteľnosť bola v roku 2015 stanovená na 7t. Treba povedať, že most je frekventovane využívaný motorovými vozidlami nakoľko sa cesta I/16 na tomto úseku napája na rýchlostnú cestu R2.

Stavebnotechnický stav mosta bol klasifikovaný ako zlý. Poruchy mosta spočívali rozpade betónu NK, erózií opôr vplyvom prúdiacej vody a poruchách vozovky. Obnažená výstuž bola skorodovaná. Degradácia mosta je ilustrovaná na obr. 4b.

Oprava mosta spočívala v odstránení porúch, navýšení zaťažiteľnosti a predĺžení jeho životnosti. Ako vhodné riešenie sa ukázalo využitie technológie „relining“ [6], čiže zasunutie ocelevej rúry z vlnitého plechu do mostného otvoru a priestor medzi pôvodnou NK a oceľovou rúrou vyplniť betónom. Svahy zemného telesa okolo ocelevej rúry rovnako ako aj koryto potoka Javor sa spevnili lomovým kameňom uloženým do betónového lôžka. Na moste boli taktiež vymenené rímasy, bezpečnostné záchytné zariadenia a časť vozovky. Rozpočet na opravu bol 200 000 eur. Finálne riešenie bude vyzeráť tak ako je znázornené na obr. 4a, respektíve 4c.



Obr. 4 – a) priečný rez mosta po rekonštrukcii , b) pohľad na poruchy mosta, c) ilustračný obrázok mosta po rekonštrukcii pomocou technológie „relining“

3 ZÁVERY

Záverom treba zdôrazniť, že možnosti rekonštrukcií cestných mostov sú rôzne aj keď ich cieľom zostáva, defacto, zvýšenie zaťažiteľnosti, podľa možnosti na úroveň zodpovedajúcu novej konštrukcii a predĺženie zostatkovej životnosti.

V tomto príspevku boli predstavené 4 rôzne riešenia, pričom každé sa ukázalo na základe skúsenosti zo zhotovenia ako praktické a funkčné. Faktom však zostáva, že okrajové podmienky ostávajú dané a variabilita obmedzená. Dominantným faktorom riešenia je spravidla geometria, respektíve lokálne obmedzenia a geologické pomery v mieste riešeného objektu s prihliadnutím na dostupné finančné prostriedky na zhotovenie.

Literatúra

- [1] TP 02/2016 : *Zaťažiteľnosť cestných mostov a lávok* : Technické podmienky. Bratislava, 2016.
- [2] TP 14/2013 : *Systém hospodárenia s mostami* : Technické podmienky. Bratislava, 2016.
- [3] STN EN 1991-2 : *Zaťaženia konštrukcií. Časť 2 : Zaťaženia mostov dopravou*. Bratislava, 2006.
- [4] *Konštrukcie diaľničných mostov z prefabrikátov KA-67 dĺžky 9-12-15-18 m* : Typový podklad. Bratislava, 1967
- [5] KL 03.00 : *podklad k prefabrikátom Hájek* : Katalógový list. Bratislava, 1972
- [6] *Buried flexible steel structures* : MultiPlate 200 : Katalóg ViaCon. Rydzyna, 2005

REKONŠTRUKCIA HISTORICKÉHO OBLÚKOVÉHO MOSTA PONAD RIEKU KYSUCA

Milan Magura¹ – Anton Bajzecer²

ABSTRAKT

Oblúkovoý železobetónový most bol postavený v roku 1931. V dnešnej dobe prevádza cestu II. triedy č. 487 ponad prírodný vodný tok rieky Kysuca v obci Raková. Rekonštrukcia mosta vyplynula z požiadavky miestnych samospráv na zlepšenie dopravnej situácie na predmetnom úseku cesty II/487. Na splnenie týchto požiadaviek bolo nutné zlepšiť stavebno – technický stav mosta. Predmetom článku je stručná charakteristika technického riešenia navrhovanej rekonštrukcie mosta.

1 ÚVOD

Rekonštrukcia oblúkového mosta č. 487 – 063 bola realizovaná prostredníctvom zdrojov Európskej únie, v rámci projektu pod názvom „Zlepšenie prepojenia ciest okresov Tešín a Čadca a diaľnicou D3“. Projekt bol súčasťou cezhraničnej spolupráce „Interreg PL – SK“. Most č. 487 - 063 bol súčasťou modernizácie ôsmich mostov na Kysuciach, ktorá zahŕňala aj opravu viac ako 1,5 km cesty II/487 v celkovej hodnote viac ako 2 milióny eur. Cieľom modernizácie bolo zlepšenie stavebno – technického stavu mostných objektov a zabezpečenie plynulosti a bezpečnosti premávky na predmetnom úseku cesty II/487.

Most bol budovaný začiatkom 30. rokov minulého storočia v medzivojnovom období. V roku 2017, vzhľadom na zlý stavebno – technický stav mosta, bola vypracovaná projektová dokumentácia na jeho celkovú rekonštrukciu. V rámci rekonštrukcie mosta bola vznesená požiadavka na vylúčenie pešej dopravy a cyklistov z mosta a úpravy šírkového usporiadania na moste. Na základe týchto požiadaviek bola navrhnutá realizácia novej lávky pre peších v tesnej blízkosti existujúceho mosta 487 – 063. Táto lávka slúžila ako obchádzková trasa pre prejazd cestnej dopravy počas rekonštrukcie mosta. V budúcnosti bude lávka pre peších súčasťou plánovanej cyklistickej trasy.

2 CHARAKTERISTIKA MOSTA PRED REKONŠTRUKCIOU

Mostný objekt prevádza cestu druhej triedy II/487 ponad rieku Kysuca v intraviláne obce Raková. Vodný tok je vedený v prírodnom koryte. Terén v okolí mosta je prevažne rovinný s priemernou nadmorskou výškou 431 m. n. m.

Z konštrukčného hľadiska sa jedná o jednopoložový železobetónový oblúkovoý most s dolnou zavesenou mostovkou a tiahlom pevne spojeným s oblúkmi. Most je na oboch stranách uložený cez ložiská na oporách. Rozpätie mosta je 33,0m. Most tvorí jeden dilatčný celok. Celková dĺžka nosnej konštrukcie je 35,0m.

Nosné oblúky majú osoú vzdialenosť 8,0m, priečny rez je obdĺžnikový 0,6x1,1m, ktorý sa smerom k pátam oblúkov zväčšuje. Teoretická dĺžka oblúkov je 33m a teoretické vzopätie 5,975m. Oblúky sú vo vrchole stužené štyrmi priečnymi a dvoma pozdĺžnymi stužidlami.

¹ Ing. Milan Magura, VALBEK&PRODEX, spol. s r.o., ateliér mosty, Rozvojova 2, 040 11 Košice, tel. +421 915 828 043, email: milan.magura@vpx.sk

² Ing. Anton Bajzecer, VALBEK&PRODEX, spol. s r.o., ateliér mosty, Rozvojova 2, 040 11 Košice, tel. +421 915 828 169, anton.bajzecer@vpx.sk

Závesy sú obdĺžnikového prierezu šírky 0,40m a výšky 0,6m. Osová vzdialenosť závesov je 3,0m. Doska mostovky má pod vozovkovou časťou hrúbku 0,25m, na okraji je hrúbka dosky 0,15m. Medzipodperové priečniky sú votknuté do závesov v počte 10 ks. Podperové priečniky sú votknuté do päty oblúkov. Výška priečnikov vrátane dosky je v strede rozpätia priečnika 0,95m, šírka 0,40m. V mieste votknutia priečnika do závesov je výška priečnikov 0,835m. Rozmery podperových priečnikov sú rovnaké ako medzipodperových. Krajné trámy (pozdĺžniky) majú štvorcový prierez šírky 0,6m a výšky 0,65m, sú monoliticky spojené s doskou mostovky a ich osová vzdialenosť je 8,0m. Pozdĺžniky majú obdĺžnikový priečny rez šírky 0,165m a výšky 0,65 m (0,63 m) a sú monoliticky spojené s doskou mostovky. Osová vzdialenosť vnútorných pozdĺžnikov je 1,7m.

Spodnú stavbu tvoria krajné masívne gravitačné opory z prostého betónu na ktoré nadväzujú rovnobežné krídla dĺžky 3,30m. Driek opory má šírku 1,9m, výšku 3,0m. Dĺžka drieku je 9,4m. Záverný múrik je hrúbky 0,85m.



Obr. 1 Pohľad na most pred rekonštrukciou

3 TECHNICKÉ RIEŠENIE REKONŠTRUKCIE MOSTA

3.1 Celková koncepcia rekonštrukcie mosta

V rámci rekonštrukcie boli odstránené všetky časti mostného zvršku. Rekonštrukcia zahŕňala zosilnenie nosnej konštrukcie. Zosilnené sú zvislé závesy pridaním betonárskej výstuže, ktorá sa ukotvila v hornej časti do oblúka a v dolnej časti do krajného trámu. Závesy sú obetónované a reprofilované sanačnou maltou. Boli zosilnené priečniky pridaním výstuže a obetónovaním v oblasti medzi krajným trámom a prvým pozdĺžnikom. Do obetónovanej časti priečnikov sú kotvené externé laná priečneho predpätia 2x monostrand na každý priečnik. V pozdĺžnom smere sú zosilnené vnútorné pozdĺžniky pridaním výstuže a obetónovaním. Most je v pozdĺžnom smere zosilnený predpätím, pridaním 2x externého 7 - lanového kábla, ktorý je kotvený za krajným podperovým priečnikom. Boli realizované nové záverné stienky a časti krídel. Vybudované nové prechodové oblasti mosta, odvodnenie rubu opôr. Pohľadové plochy opôr a krídel sú obetónované. Súčasťou rekonštrukcie sú aj sanácie všetkých dostupných plôch spodnej stavby a nosnej konštrukcie.

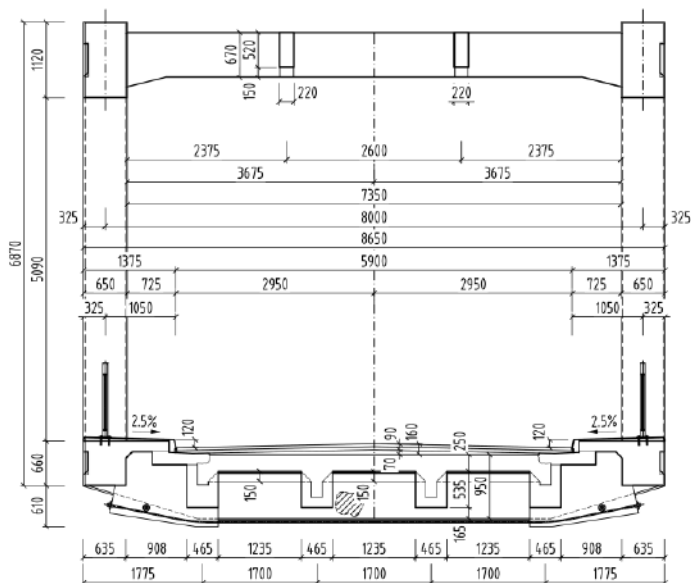
Ložiská sú vyčistené a opatrené antikoróznym náterom, osadené boli aj nové mostné závery, 1x podpovrchový a 1x povrchový mostný záver.



Obr. 2 Pohľad na most po rekonštrukcii

3.2 Priestorové usporiadanie mosta

Po moste je prevádzaná komunikácia II. triedy č. 487. Komunikácia na moste je smerovo v priamej. Niveleta komunikácie po rekonštrukcii je navrhnutá s nulovým pozdĺžnym sklonom. Pričný sklon na moste je strechovitý 2,0%. Vozovka klesá týmto sklonom až po zvýšení obrubu odrazového pruhu. Os odvodnenia na nosnej konštrukcii je vzdialená 2,70m od osi komunikácie.



Obr. 3 Pričný rez mosta po rekonštrukcii

Dopravný priestor na moste je ohraničený zvýšenou obrubou odrazového pruhu. Šírka dopravného priestoru medzi obrubami je 5,90 m. Šírka odrazového pruhu je cca 0,75m na oboch stranách priečného rezu v mieste závesu resp. päty oblúka. V reze medzi závesmi je šírka cca 1,36m. Horný povrch odrazových pruhov je v sklone 2,5% smerom k vozovke. Celková šírka mosta je 8,640m.

3.3 Opory

Opory sú masívne z prostého betónu s rovnobežnými krídlami. Na oporách sú zhotovené nové záverné stienky a časti rovnobežných krídel. Za závernou stenkou sú realizované úpravy na odvedenie vody z prechodovej oblasti mosta.

Záverná stienka a krídla sú s driekom opory a pôvodnými krídlami spriahnuté pomocou lepených trňov. Obetónovanie opôr a krídel je realizované v hrúbke 100mm na líci (150 mm na rube) s výstužou z kari – sietí, spriahnuté s pôvodným betónom spriahujúcimi trňmi. V mieste trhliny opory 2 bola k výstuži z kari - sietí pridaná betonárska výstuž ϕ 16mm á 200mm. Nové časti opôr sú z betónu C30/37-XC4, XD1, XF2 (SK) a vystužené prútmi z ocele triedy B500B, a kari sieťami KH 49 – 8/8 100x100 – 2000x3000. Všetky betónové plochy, ktoré v definitívnom stave prichádzajú do styku so zemnou vlhkosťou sú opatrené 1x penetračným náterom a 2x asfaltovým náterom (ALP + 2x ALN; á min. 300 g/m²) a ochránené geotextíliou (min 500 g/m²). Všetky plochy sú opatrené zjednocujúcim náterom betónovo sivej farby.



Obr. 4 Pohľad na oporu

3.4 Úpravy nosnej konštrukcie

Povrch nosnej konštrukcie bol očistený otryskaním max. 800 Bar. Po otryskaní sa odstránila hrdza z odhalenej výstuže a opatřila ochranným náterom. Pred dobetónovaním nových častí nosnej konštrukcie bolo nutné povrch na styku existujúceho a nového betónu očistiť, zdrsniť a naniesť spojovací mostík.



Obr. 5 Zosilnenie nosnej konštrukcie

Priečniky sú zosilnené pridaním betonárskej výstuže a obetónovaním v úseku medzi krajným trámom a prvým pozdĺžnikom. Dobetonávka slúži aj pre ukotvenie, smerové a výškové vedenie priečnej predpínacej výstuže. Predpínacia výstuž je tvorená dvoma nesúdržnými lanami monostrand $\phi 15,7\text{mm}$. Priečna výstuž dobetonávky priečnika je vlepená do otvorov vyvrtaných do jestvujúceho priečnika. Pozdĺžniky sú zosilnené pridaním betonárskej výstuže a obetónovaním. Pozdĺžna výstuž je navrhnutá priebežná, z toho dôvodu bolo potrebné v mieste prestupu cez priečnik navrtávať otvory pre prestup a vlepenie pozdĺžnej výstuže. Pred vrtaním otvorov pre vlepenie výstuže bolo potrebné zistiť polohu jestvujúcej výstuže a otvory vrtávať tak, aby nedošlo k jej poškodeniu. Priečna výstuž zosilnenia pozdĺžnikov je v hornej časti vlepená do otvorov vyvrtaných do dosky. Dobetonávka priečnikov a pozdĺžnikov je zhotovená z betónu triedy C30/37- XC4, XD1, XF2 (SK). V pozdĺžnom smere je nosná konštrukcia zosilnená pridaním dvoch externých predpínacích káblov pozostávajúceho zo siedmich lán monostrand vedených v HDPE chráničke. Káble sú kotvené za krajnými priečnikmi na oporách. V súvislosti s rozšírením prejazdneho profilu bolo potrebné odbúrať časť dosky, priečnikov a krajných pozdĺžnikov a následne vybetónovať dosku mostovky do požadovanej výšky. K vybúraní vyčnievajúcej časti dosky sa pristúpilo až po realizácii zosilnenia priečnikov a pozdĺžnikov a predopnutí káblov pozdĺžneho predpätia. Laná priečneho predpätia sa predopli až po dobetónovaní odbúranej časti dosky. Záves bol zosilnený pridaním pozdĺžnej betonárskej výstuže 2 $\phi 28\text{mm}$ (32mm) a strmienkovej výstuže $\phi 8\text{mm}$ á 150mm. Pozdĺžna výstuž je kotvená vlepením do vopred vyvrtaných otvorov v oblúku resp. v krajnom tráme. Záves je reprofilovaný nanosením sanačnej vrstvy hrúbky cca 70mm (do hrúbky pôvodného povrchu + 25mm v priečnom smere mosta a do hrúbky pôvodného povrchu + 40mm v pozdĺžnom smere mosta). Oblúky, priečne a pozdĺžne stužidlá oblúkov sa sanovali v hrúbke 20 - 50mm (do hrúbky pôvodného povrchu + 10mm). Podobne sa postupovalo aj na ostatných plochách

priečnikov a spodného povrchu dosky ktoré neboli obetónované pri zosilnení. Sanačné práce na podhl'ade nosnej konštrukcie sa vykonávali z lešenia.

4 ZÁVERY

Rekonštrukciou sa výrazne zlepšil stavebno – technický stav mosta a dosiahla sa zaťažiteľnosť mosta 32t. Most č. 487 – 063 v obci Raková je príkladom, že rekonštrukcia existujúcej, už dnes historickej železobetónovej konštrukcie oblúkového mosta dokáže efektívne predĺžiť jeho životnosť a zabezpečiť zlepšenie plynulosti dopravy v predmetnej lokalite.

Literatúra

[1] Dokumentácia DRS: Valbek s. r. o. 2016 - 2017

SANÁCIA BEZPRIEVLAKOVEJ ŽB STROPNEJ DOSKY

Viliam Hrubovčák¹ – Jaroslav Halvoník² – Vladimír Benko³

ABSTRAKT

V súčasnosti sa realizuje veľké množstvo objektov (polyfunkčných, občianskych a bytových stavieb), kde tvorí nosnú konštrukciu monolitický železobetón. V rámci týchto nosných konštrukcií čoraz častejšie dochádza k použitiu bezprievlakových stropných dosiek. Súvisí to so zrýchlením výstavby, zjednodušením realizácie rôznych TZB rozvodov, ako aj so znížením konštrukčnej výšky podlaží. V tejto súvislosti sa príspevok venuje niektorým špecifikám a problémom, ktoré vznikajú pri sanácii, resp. zosilňovaní bezprievlakových železobetónových stropných dosiek. Pre dosiahnutie optimálneho návrhu sanácie resp. zosilnenia je potrebná spolupráca statika s dodávateľom. Nezastupiteľné miesto v procese prípravy a najmä v procese výstavby má tiež stavebný dozor. Tieto problémy sú ilustrované na sanácii bezprievlakovej stropnej dosky poškodennej mrazom.

1 ÚVOD

Bezprievlakové stropné dosky sú v súčasnosti rozšíreným typom železobetónových monolitických, resp. poloprefabrikovaných stropných konštrukcií. Na rozdiel od železobetónových stropných dosiek podopretých prievlakmi, pri ktorých zaťaženie dosky prenášame pomocou prievlakov do stĺpov, v prípade bezprievlakovej dosky sa zaťaženie prenáša z dosky priamo do stĺpa. Ich výhodou je rovný podhľad, ktorý umožňuje flexibilné dispozičné riešenie a jednoduché vedenie horizontálnych ležatých rozvodov v podhľade bez obmedzení. S rovným podhľadom súvisí aj jednoduchá a rýchla realizácia. Odpadá debnenie a vystužovanie prievlakov, čoho dôsledkom je zníženie prácností, úspora nákladov a v neposlednom rade aj zrýchlenie výstavby. Kritickou oblasťou u bezprievlakových dosiek ostáva styk stĺpa a dosky. Tam dochádza k vzniku veľkých nadpodperových ohybových momentov a koncentrácií šmykových síl. Hrúbka bezprievlakovej dosky je ovplyvnená najviac namáhanou oblasťou okolo stĺpov.

Pri projektovaní bezprievlakových stropov zohráva hlavnú úlohu statický návrh a posúdenie všetkých zaťažovacích stavov vplývajúcich na nosnú konštrukciu. Na správnu funkciu stropnej dosky má výrazný vplyv aj dodržanie technologických postupov výstavby. Tlak investorov na skrátenie doby výstavby núti realizátorov prijímať rozhodnutia, ktoré skracujú technologické prestávky a využívať aj chladné obdobia roka. Tento trend nesie so sebou rôzne riziká vzniku chýb, či nepredvídaných okolností ako náhla zmena počasia. Enormný tlak na rýchlosť výstavby, posunutie „mokrých procesov“, na zimné obdobie sa podpísalo na zvýšenom tlaku na realizátora a taktiež zvýšením chybovosti. Betonáž dilatného celku stropnej dosky v závere pracovného týždňa, podcenenie príchodu chladného počasia a nedôslednosť pracovníkov spôsobili, že čerstvo zabetónovaná dilatčná časť nebola dostatočne chránená proti mrazu a počas nasledujúcich niekoľkých dní bola vystavená vplyvu mrazivého počasia, pričom došlo k premrznutiu horného povrchu cca do hĺbky 50 – 80 mm.

¹ Ing., autorizovaný inžinier, QUANTUM CONSULTING s.r.o., Hroncova 2, 040 01 Košice, tel.:0903/450426, e-mail: v.hrubovcak@quantumconsulting.sk

² prof.Ing.PhD., autorizovaný inžinier, Katedra Betónových konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, STU, Radlinského 11, 813 68 Bratislava, tel.: 02/59274555, e-mail: jaroslav.halvonik@stuba.sk

³ prof.Ing.PhD., autorizovaný inžinier, Katedra Betónových konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, STU, Radlinského 11, 813 68 Bratislava, tel.: 02/59274554, e-mail: vladimir.benko@stuba.sk

2 Zosilnenie bezprievlakovej dosky poškodenej účinkami mrazu

2.1 Popis nosnej konštrukcie a porúch

Potreba dodatočného zosilnenia nastáva v prípadoch, keď je bezprievlaková stropná doska nesprávne navrhnutá, v prípade zmeny využitia objektu, ak je požadované vyššie zaťaženie s akým bolo uvažované v statickom výpočte, alebo v prípade nesprávnej realizácie. Takýto prípad rieši aj tento príspevok, kde čerstvo zabetónovaná stropná doska bola z dôvodu podcenenia počasia a nedôslednosti pracovníkov vystavená účinkom mrazu. To malo za následok premrznutie hornej časti dosky v hĺbke 50-80mm, prerušenie hydratačného procesu a výraznú stratu únosnosti betónu v poškodenej oblasti.

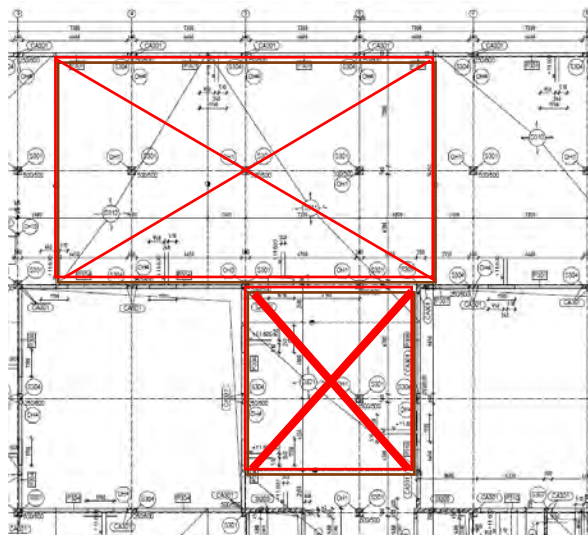


Obr. 1 Pohľad na riešený objekt

Zosilňovaný objekt je päťpodlažný, pozri obr.1. Nosný systém suterénu objektu je monolitický skelet so stĺpmi prierezu 500/500mm, resp. $d = 450$ mm a obvodovými železobetónovými stenami, resp. piliermi hr. 200 mm. 1.NP až 5.NP je riešené ako železobetónový monolitický skelet s bezprievlakovými železobetónovými stropmi. Zvislé nosné konštrukcie tvoria železobetónové stĺpy prierezu 500/500 mm resp. kruhové priemeru 450 mm v module 7200/7200 mm. Vybrané stĺpy v mieste chodieb sú spriahnuté oceľobetónové konštrukcie (oceľová trubka 300/12 vyplnená betónom triedy C30/37). Betón železobetónových stĺpov je navrhnutý z pevnostnej triedy C30/37. Železobetónové steny majú hrúbku 150 a 200 mm sú navrhnuté z betónu C30/37. Objekt v úrovni 1.PP až 5.NP pozostáva konštrukčne zo železobetónovej konštrukcie s moduláciou 7200/7200 mm. Objekt je päťpodlažný s konštrukčnou výškou 4,0 m. Strecha je plochá. Konštrukčne je objekt zložený z viacerých dilatačných celkov. Vodorovné nosné konštrukcie sú navrhnuté monolitické lokálne podopreté dosky hrúbky 240 mm. Železobetónové parapety na všetkých podlažiach neplnia statickú funkciu a predstavujú len výplňové konštrukcie. Stúženie objektu zabezpečujú železobetónové nosné steny výťahových šácht a schodiskových priestorov. Nosná konštrukcia presvetlenia átria nad stropom 4.NP je vytvorená z prefabrikovaných predpäťých železobetónových nosníkov rozmerov 250/1000. Pevnostná trieda betónu C40/45. Oceľové hlavice v bezprievlakových stropoch sú navrhnuté len v miestach s extrémnym premenným zaťažením, v ostatných doskách šmykové sily sú zachytené betonárskou oceľou v rámci hrúbky dosky. Betóny pre vodorovné stropné konštrukcie sú pevnostnej triedy C30/37.

Potreba sanácie vznikla z dôvodu premrznutia čerstvej betónovej zmesi, čo spôsobilo čiastočne zastavenie hydratácie. Najintenzívnejšie premrzanie nastalo u horných vrstiev betónovej dosky v dôsledku čoho sa významne znížila pevnosť betónu v porovnaní s projektovanou hodnotou. Podľa meraní, ktoré vykonala spoločnosť TSUS Bratislava sa pevnosť betónu horných vrstiev pohybovala na úrovni pevnostnej triedy C12/15, kým projektovaná pevnostná trieda bola C30/37. Hrúbka tejto vrstvy je od 30 do 80 mm. Dolné

vrstvy dosky vykazovali pevnosť na úrovni pevnostnej triedy betónu C20/25 až C25/30. Vybúranie poškodenej vrstvy dosky prebehlo v osiach 4-7 /A-E v hrúbke min.60 mm, resp. až na vrstvu, kde je zaručená min trieda betónu C20/25 a štruktúra betónu nie je porušená vplyvom mrazu, pozri obr.2.



Obr.2 Oblasti stropnej dosky s premíznutým betónom

Stropná konštrukcia je navrhnutá ako lokálne podopretá doska hrúbky 240 mm. Je podopretá vnútornými stĺpmi s prierezom 500/500 mm a krajnými obvodovými stĺpmi prierezu 600/250 mm. Ďalej je tu jeden rohový stĺp štvorcového pôdorysu 500/500 mm a stĺp tvaru písmena L s rozmermi 600/550/250 mm. Po obvode sú parapetné nosníky s výškou prierezu 1700 mm. Doska je vystužená výstužou z ocele B500B s charakteristickou medzou klzu 500 MPa. Hornú výstuž tvoria prúty $\varnothing 16$ mm/100 mm. Spodnú výstuž prúty $\varnothing 14$ mm/110 mm v stĺpových pruhoch a $\varnothing 12$ mm/150 mm v medzistĺpových oblastiach. Výstuž na pretlačenie tvoria šmykové tŕne $\varnothing 12$ mm po 140 mm. Vnútorné stĺpy sú vystužené 12 lištami každá s 5 tŕňmi. Obvodové stĺpy 6 lištami, každá so 4 tŕňmi. Stĺpy S301 a S305 majú v lište po 5 tŕňov.

2.2 Návrh sanačných opatrení

Prvým opatrením bolo odstránenie hornej betónovej vrstvy s veľmi nízkou pevnosťou. Minimálna hrúbka odstránenej vrstvy bola stanovená na 60 mm, pozri obr.3.

V oblasti hornej výstuže bolo potrebné zaistiť aby svetlá vzdialenosť medzi kontaktnou škárou a spodným radom výstuže bola 25 mm, čomu zodpovedá odstránená vrstva betónu 80 mm. Minimálne na poslednú úpravu kontaktnej škáry pred betonážou bolo predpísané použitie čistenie tlakovou vodou, pre dosiahnutie požadovanej drsnosti bez mechanického poškodenia cementového kameňa, tak aby bolo umožnené meranie nedeštruktívnou metódou v akomkoľvek mieste, pozri obr.4. Tieto práce podliehali podrobnej priebežnej kontrole TDI a taktiež za účasti statika v rámci autorského dozoru, so zápisom v stavebnom denníku.



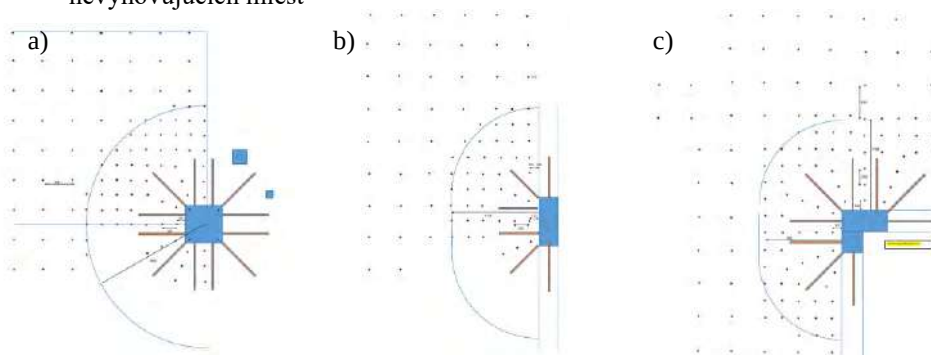
Obr.3 Poškodenie stropnej dosky s premrznutím



Obr.4 Odstraňovanie poškodenej vrstvy ŽB dosky

Na základe vypracovaného statického výpočtu boli prijaté nasledujúce opatrenia:

- Posúdenie únosnosti železobetónovej dosky vzhľadom na nižšie triedy betónu ako bolo navrhnuté
- Spriahnutie sanovanej časti železobetónovej dosky pomocou spriahujúcich konektorov HILTI
- Prehodnotenie šmykovej únosnosti na prepichnutie a prípadné zosilnenie nevyhovujúcich miest

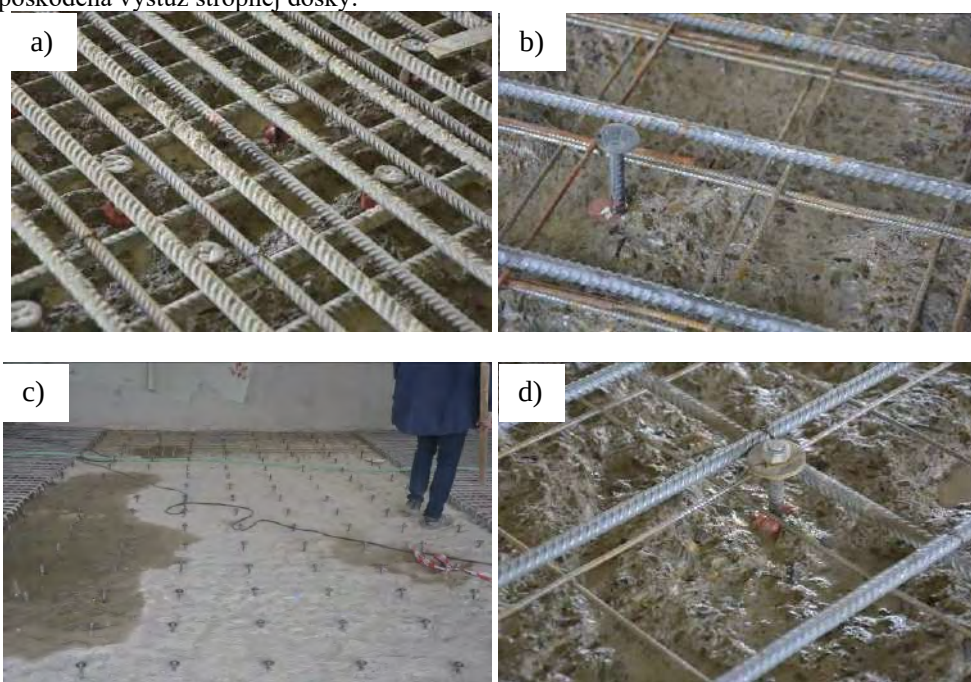


Obr.5 Rozmiestnenie spriahujúcich konektorov a), stredový stĺp b), krajný stĺp c) rohový stĺp

Osadenie spriahajúcich konektorov Hilti HCC-K 10-180 (typizované dĺžky 180 mm) bolo navrhnuté v polomere 1600 mm okolo stredných stĺpov, resp. 1100 mm pri krajných stĺpoch v rasti 200/200 mm, pozri obr.5a,b,c. Krytie konektorov zhora je 20 mm. Hĺbka vrtu konektora závisela od jeho dĺžky a odstránenej vrstvy betónu (napr. ak je dĺžka konektora 180 mm a hrúbka odstránenej vrstvy 60 mm, potom je dĺžka vrtu rovná 140 mm a konektor je min. 40 mm v novej vrstve betónu. Bolo potrebné zaistiť aby horná hrana každého konektora mala krytie 20 mm. Konektor sa osadzoval do diery priemeru 14 mm do lepidla

HIT-RE 500-SD pozri obr. 6 a,b. V oblastiach, kde bola navrhnutá osová vzdialenosť spriahajúcich prvkov 400x400 mm (mimo stĺpových oblastí), pozri obr.6 c,d, sa vložili na základe výpočtu konektory závitovými tyčami M12 z ocele 5.8. Priemer závitovej tyče je $\varnothing 12$ mm.

Závitové tyče sú osadené do vŕtaného otvoru priemeru 14 mm, dĺžky 120 mm do lepidla HIT-RE 500-SD. Závitová tyč bola upravená tak, aby krytie zhora bolo aspoň 15 mm, na tyč sa osadila matica, ktorá slúži na to aby sa na ňu uložila podložka z ocele 8.8 hrúbky 2-3 mm, pozri obr.6d. Nakoniec sa osadila druhá matica tak aby ostali viditeľné aspoň dva závit na tyči. Podložka je zovretá dvojicou matíc. Krytie hornej matice novým betónom nemá byť väčšie ako 20 mm. Konektory sú osadené do diery priemeru 14 mm do lepidla HIT-RE 500-SD. Otvory pre osadenie konektorov a tyčí sa museli urobiť v súlade s požiadavkami dokumentu HILTI Anchor Fastening Technology Manual 09/2014. Spôsob vyvŕtania otvorov, do ktorých sú osadené spriahujúce trne, ako aj osadzovanie konektorov a aj spôsob lepenia musel byť plne v súlade so všetkými krokmi technologických postupov f. HILTI (príprava otvoru, spôsob lepenia, čas potrebný na vytvrdnutie lepidla...). Bolo nevyhnutné kontrolovať hĺbku vývrtu, spôsob čistenia pred lepením ako aj dostatočné množstvo lepiacej malty. Pri navŕtavaní otvorov pre spriahujúce trne nesmela byť poškodená výstuž stropnej dosky.



Obr.6 Spriahnutie a vloženie dodatočnej výstuže ŽB dosky a), b),v okolí stredových stĺpov c), d) mimo stĺpových oblastí

Bolo potrebné tiež doplnenie ohybovej výstuže priemeru 12 mm v nadpodporových oblastiach vnútorných stĺpov v oboch smeroch pre dosiahnutie priemerného stupňa vystuženia, ktorý zodpovedá aspoň súčtu $10\varnothing 16$ mm/m + $5\varnothing 12$ mm/m, pozri obr.6a. Zaistiť sa tým splnenie požiadavky $V_{Ed}/V_{Rd,c} \leq 1,9$ ($k_{max} = 1,9$ pre šmykové trne). V prípade obvodových stĺpov sa doplnila horná výstuž priemeru 12 mm len v smere parapetov. V oblastiach bez staticky nutnej hornej výstuže sa použili siete KA17 vložene pre kontrolu prípadných trhlin od zmrašťovania betónovej membrány. Min. krytie 20 mm. Betonáž membrány z betónu C30/37 min. hrúbky 60 mm sa realizovala na upravený a navlhčený povrch spodnej časti stropnej dosky a čerstvá betónová zmes bola primerane zhutnená.

Navlhčenie podkladu muselo byť dostatočne a precízne prevedené (navlhčovanie prebiehalo vo viacerých fázach sústavne min. 3-4 dni pred betonážou, aby sa zabezpečil vhodný podklad pre naniesenie betónovej membrány). Od technologov bolo potrebné požadovať spracovanie receptúr na betón so zníženým zmrašťovaním. Bolo zakázané betonovať v teplotách nižších ako 5°C. Betón bolo potrebné ošetrovať aspoň 5 dni po betonáži s použitím navlhčených rohoží. Všetky práce podliehali podrobnej priebežnej kontrole TDI a taktiež za účasti statika v rámci autorského dozoru pozri obr. 7.

2.3 Overenie pretlačenia a návrh spriahajúcich konektorov

Pri overení bola uvažovaná pevnostná trieda betónu C20/25 a znížená hodnota parciálneho súčiniteľ spoľahlivosti betónu v tlaku $\gamma_c = 1,35$ nakoľko bola pevnosť stanovená s použitím vzoriek odobratých z konštrukcie. V prípade ťahovej pevnosti betónu bola návrhová hodnota stanovená s parciálnym súčiniteľom $\gamma_c = 1,50$. Pri výške zabetónovania 40 mm, vychádza využiteľnosť kotvy na $f_{ydi} = 100$ MPa. Nakoľko zdrsnenie vodným lúčom zabezpečilo významne nerovnosti bol koeficient kohézie uvažovaný pre drsný povrch $c = 0,35$ a súčiniteľ trenia $\mu = 0,7$.



Obr.7 Ťahové skúšky spriahajúcich konektorov

3 ZÁVERY

Potreba dodatočného zosilnenia nastáva v prípadoch, keď je bezprievlaková stropná doska nesprávne navrhnutá, v prípade zmeny využitia objektu, ak je požadované vyššie zaťaženie s akým bolo uvažované v statickom výpočte, alebo v prípade nesprávnej realizácie. Dôraz sa kladie na šmykovú odolnosť proti pretlačeniu, pretože šmykové porušenie má krehký charakter a môže spôsobiť náhle zrútenie konštrukcie.

V príspevku je uvedený jeden možný spôsob zosilnenia bezprievlakovej stropnej dosky s prihliadnutím na statické, technologické a ekonomické výhody. Použitie konkrétneho spôsobu zosilnenia však závisí od stavu existujúcej konštrukcie, technologických a ekonomických možností riešenej konštrukcie. Výber metódy zosilnenia je závislý na viacerých parametroch, ktoré je treba pri výbere zohľadniť.

Literatúra

- [1] STN EN 1990 a STN EN 1990/NA : *Zásady navrhovania*, príloha A1.
- [2] STN EN 1991-1-1 a STN EN 1991-1-1/NA *Zaťaženia konštrukcií*, časť 1-1: Vlastná tiaž, úžitkové zaťaženia
- [3] STN EN 1992-1-1 a STN EN 1992-1-1/NA : *Navrhovanie betónových konštrukcií*. Časť 1-1 : Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy. Bratislava, 2006.
- [4] Katalóg pre projektantov HILTI
- [5] HILTI Anchor Fastening Technology Manual 09/2014

REKONŠTRUKCIA MOSTA CEZ RIEKU VÁH V HLOHOVCI

Anton Bajzecer¹ – Milan Magura²

ABSTRAKT

Článok pojednáva o návrhu rekonštrukcie mosta ev. č. 513-006 cez rieku Váh v Hlohovci. Podrobne je opísaná jestvujúca konštrukcia mosta a návrh rekonštrukcie a zosilnenia mosta. Požiadavka rekonštrukcie mosta vyplynula zo zlého a neustále sa zhoršujúceho stavebno-technického stavu mostného objektu. Pre dosiahnutie cieľa rekonštrukcie bolo navrhnuté zosilnenie nosnej konštrukcie externým predpätím a zmonolitnenie rámovej konštrukcie v mieste kĺbu v strednom poli ktorý bol jedným zo zdrojov porúch.

1 ÚVOD

Mostný objekt bol vybudovaný v roku 1964 a prevádza cestu II triedy II/513 ponad rieku Váh jej inundačné územie a miestnu komunikáciu. Most má celkovú dĺžku 348,25m a skladá sa z dvoch častí. Jeho prvá časť je 192,8m dlhá letmo betónovaná komorová konštrukcia, premostňuje ľavobrežnú komunikáciu, koryto Váhu a časť inundačného územia. Druhá časť mosta z prefabrikovaných nosníkov dlhá 150,0m, premostňuje zvyšnú časť inundačného územia až po pravobrežnú hrádzu.

Prvú časť mosta vytvárajú 3 polia s rozpätiami 56,0 + 80,0 + 56,0m, ktoré sú premostené letmo betónovanými komorovými rámami s kĺbom uprostred stredného poľa. V priečnom reze tvorí nosnú konštrukciu dvojkomorový nosník s premennou výškou od 1,8m do 4,0m.

Druhá časť mosta tvorí prefabrikovaná konštrukcia, ktorá sa skladá zo 4 polí s rozpätiami 37,5m.

Cieľom rekonštrukcie mostného objektu je zlepšenie jeho stavebnotechnického stavu a jeho rozšírenie.

2 POPIS KONŠTRUKCIE JESTVUJÚCEHO MOSTA

Nosnú konštrukciu rámovej časti mosta tvorí trámová konštrukcia s dvojkomorovým priečnym rezom postavená z predpätého betónu letmou betonážou. Symetrické konzoly votknuté do piliera pozostávajú z 11 lamiel dĺžky 3,00m a jednej lamely dlhšej 2,00m (posledná lamela). Na oboch stranách piliera sa teda nachádza 12 lamiel. Každá z nich sa betonovala naraz v celom priečnom reze mosta. Konce krajných polí na dĺžku 2x17,00m boli zhotovené na lešení. Rozpätia polí rámovej časti mosta sú 56,00m + 80,00m + 56,00m. Celková dĺžka nosnej konštrukcie rámovej časti je 192,800m. Kĺbová časť stredného poľa bola zhotovená na lešení zavesenom na hotových konzolách nosnej konštrukcie. V strede hlavného poľa je umiestnený kĺb – oceľová kyvná stienka kĺbovite spojená v hornej časti s jednou a v dolnej časti s druhou konzolou hlavného poľa. Posuvný kĺb zachytáva účinky oboch konzol stredného poľa iba vo zvislom smere (zabezpečuje spojitosť zvislých deformácií). Výška komorového prierezu nosnej konštrukcie je premenná a pohybuje sa od

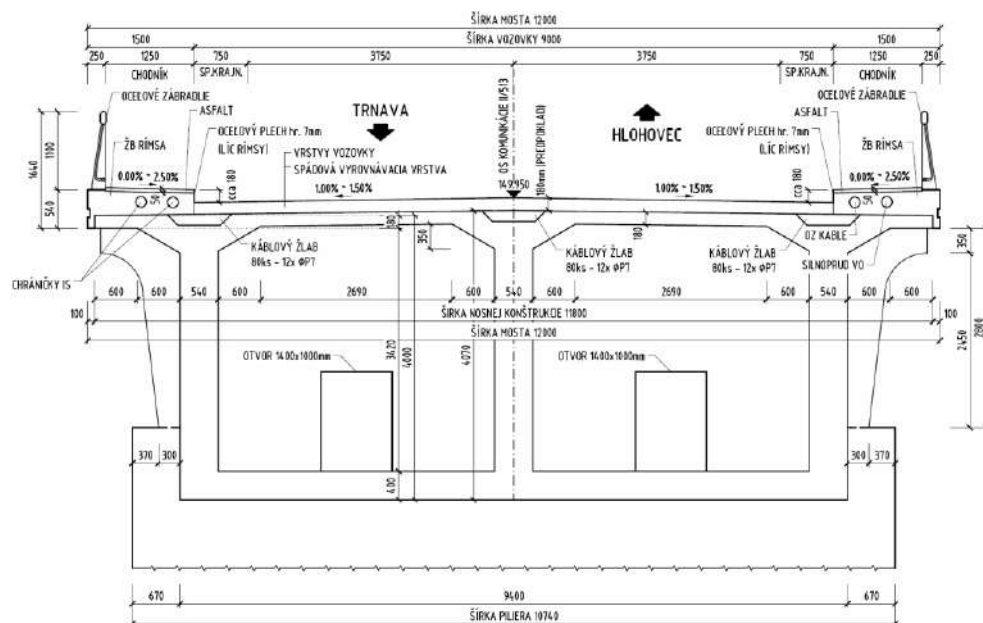
¹ Ing. Anton Bajzecer, VALBEK&PRODEX, spol. s r.o., ateliér mosty, Rozvojová 2, 040 11 Košice, tel. +421 915 828 169, anton.bajzecer@vpx.sk

² Ing. Milan Magura, VALBEK&PRODEX, spol. s r.o., ateliér mosty, Rozvojová 2, 040 11 Košice, tel. +421 915 828 043, email: milan.magura@vpx.sk

4,0m v lici piliera (v mieste votknutia do rámovej stojky) po 1,80m v strede hlavného poľa, resp. nad oporami.

Nosná konštrukcia je predpätá dodatočne predpätou predpínacou výstužou ktorá je vedená v otvorenom lichobežníkovom žľabe v hornej doske komorového prierezu. Na zachytenie negatívnych momentov bolo v pozdĺžnom smere nad jedným pilierom použité celkovo 240 káblov. Lamely sa pripínali 6 až 10 káblami. V oblasti kladných momentov je v krajných poliach v jednom reze maximálne 82 káblov. V strednej časti stredného poľa sú malé kladné momenty zachytené 16 káblami. Všetky káble sú zložené z 12 ϕ P7mm. Horná doska má konštantnú hrúbku 180mm ktorá je v mieste stien (v priečnom smere) zväčšená nábehom dĺžky 0,6m na hrúbku 530mm. Hrúbka dolnej dosky sa rovnomerne zväčšuje zo 150mm v strede poľa na 400mm pri pilieri. Steny majú konštantnú hrúbku 400mm, ktorá sa vo vzdialenosti 7,0m na obe strany od osi rámových stojok plynule zväčšuje na dĺžke 3,0m na hrúbku 540mm.

V priečnom smere má mostovka strechovitý tvar. Je navrhnutá ako čiastočne predpätá s jedným káblom 12 ϕ P7mm na bežný meter dĺžky mosta a súčasne betonárskou výstužou ϕ R14mm s priemernou vzdialenosťou 125mm .



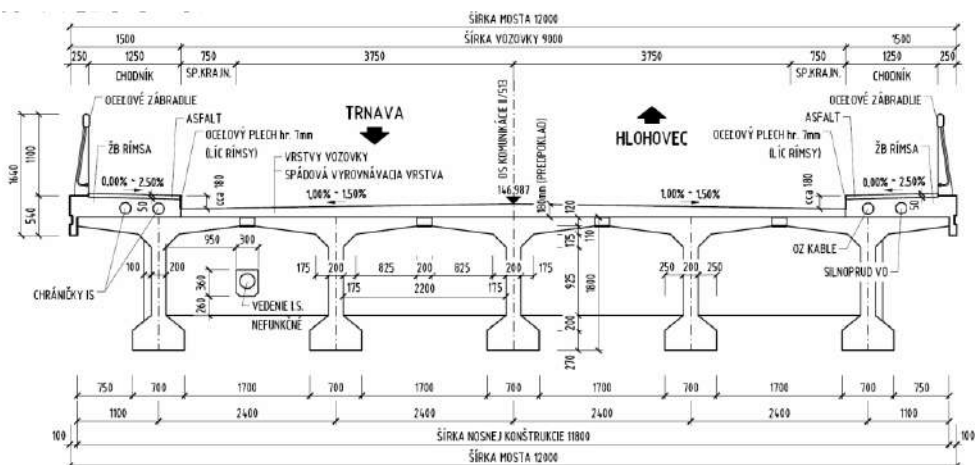
Obr. 1 Priečný rez mostom, rámová časť, pôvodný stav.

Piliere 1 a 8 (krajné opory) sú vytvorené z dvoch vŕtaných železobetónových pilót (Benoto) priemeru 1,35m, ktoré sú v hlavách spojené úložnými prahmi so závernými múrikmi a zavesenými krátkymi krídlami. Rámové stojky sú železobetónové výšky 6,0m a 9,7m a majú dvojkomorový dutý prierez, ktorý analogicky zodpovedá prierezu rámovej priečle s tromi stenami. Krajné stojky sú v čelách piliera zaoblené. Stojky sú votknuté do mohutnej základovej dosky, ktorá leží na 13 pilótach Benoto priemeru 1,35m. Dĺžka pilót pod dolnou hranou základovej dosky je 17,00m. Základovú pôdu tvorí jemne piesčitá hlina. Základová doska má pôdorysné rozmery 10,5x18,0m a hrúbku 3,1m v mieste piliera, ktorá sa smerom k okraju v pozdĺžnom smere mosta zmenšuje na 1,6m. Piliere 2,3,4,5 sú v podstate rovnaké a vytvorené vždy z dvoch vŕtaných železobetónových pilót (Benoto), ktoré majú priemer

1,35m a dĺžku pod terénom 13,00m. Ich pokračovaním nad terénom sú zvislé kruhové stĺpy priemeru 1,10m, ktoré sú ukončené úložným prahom. Osová vzdialenosť medzi stĺpmi je 7,00m. Pilóty Benoto sú vyhotovené zo železobetónu triedy B-170 (C12/15) a prahy a stĺpy zo železobetónu triedy B-250 (C16/20).

Konce krajných polí sú uložené na jednosmerných hrncových ložiskách 2xNGE 2500 a 2xNGE 1250 na pravobrežnej podpere, resp. na troch kyvných ocelových ložiskách na ľavobrežnej opore.

Časť mosta nad inundačným územím sa skladá zo 4 polí, z ktorých každé je dlhé 37,50m a vytvorené z prefabrikovaných predpätých nosníkov prierezu T. Každé z týchto polí sa v priečnom reze skladá z 5 nosníkov, ktoré sú uložené na osovú vzdialenosť 2,40m od seba. Prefabrikované predpäté nosníky boli vyrobené z betónu B-500 (C35/45). Predpínacie jednotky (12 ϕ P7mm) boli vedené v zdvíhanej časti káblov v dutinách, ktoré boli vytvorené z krepových rúrok a v dolnej časti nosníka v žľabe, ktorý bol zospodu otvorený a bol spoločný pre všetky káble. Všetky nosníky boli rovnaké (iba na krajných boli urobené nepatrné úpravy). Jeden nosník je vždy zložený z 9 dielcov, ktoré boli na stavenisku po zabetónovaní škár dodatočne spínané do jedného celku. Po osadení nosníkov na miesto sa tieto spojili piatimi na mieste betónovanými predpätými priečnikmi, uloženými vo vzdialenostiach 9,12m od seba. Príruby nosníkov sa navzájom spojili tak, že sa zvarili krátke ocelové vložky vyčnievajúce z nosníkov. Príruby sa v mieste styku dobetónovali a styk sa upravil vo forme kĺčku do kľbu. Prefabrikované nosníky sú uložené na pevných a kyvných ocelových ložiskách.



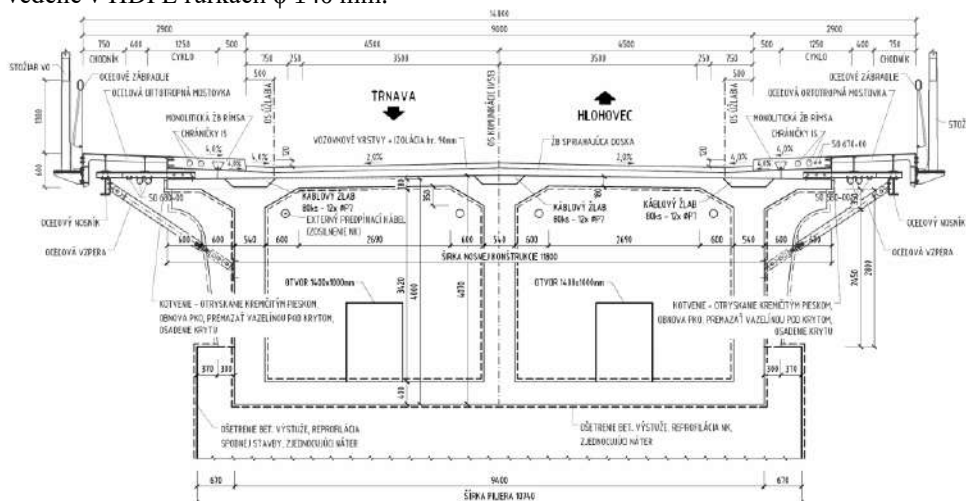
Obr. 2 Priečny rez mostom, nosníková časť, pôvodný stav

3 TECHNICKÉ RIEŠENIE REKONŠTRUKCIE MOSTA

Rekonštrukcia mosta primárne spočíva v zmene statického systému rámovej časti nosnej konštrukcie a vnesení dostatočného predpätia do nosnej konštrukcie. Zmena statického systému spočíva v odstránení stredového kĺbu v rámovej časti konštrukcie a zmonolitnení konštrukcie. Nosná konštrukcia v rámovej časti mosta bude zosilnená celkovo 4 ks 22 lanových káblov externého predpätia. Zvýšenie účinkov predpätia je dosiahnuté zväčšením excentricity predpätia pomocou ocelových deviátorov umiestnených mimo prierezu nosnej konštrukcie.

Ocelový deviátor skladajúci sa z dvoch častí (pod každou komorou jeden deviátor) bude osadený v strede hlavného poľa. Excentricita káblov od spodnej hrany nosnej konštrukcie

bude 1,830m pod novou časťou NK v strede hlavného poľa. Externé káble sú plynulo vedené v ocelových deviátoroch, ďalej prechádzajú do vnútra komôr spodnou doskou nosnej konštrukcie, ďalej prechádzajú cez nadpodperové priečniky a pokračujú cez krajné polia a následne prechádzajú cez podperové priečniky na oporách a sú zakotvené do dobetonávky koncových priečnikov. Polomer zakrivenia káblov v mieste ocelových deviátorov je $R = 10,0\text{m}$. Kotvenie káblov bude vykonané v dobetonávke koncových priečnikov. V priečniku nad podperou 5 budú osadené pasívne cibulové kotvy v priečniku nad oporou 8 budú osadené aktívne kotvy. Celkovo bude použitých 2 x 4 ks 22 lanových kotiev. Káble externého predpätia budú napínané obojstranne. Predpínacie káble budú vedené v HDPE rúrkach $\phi 140\text{ mm}$.



Obr. 3 Priečný rez mostom, rámová časť, navrhovaný stav.

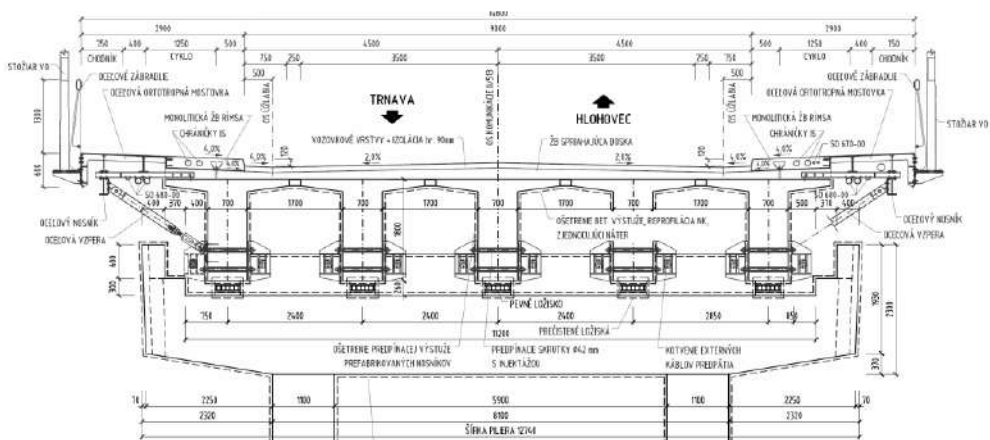
Nosná konštrukcia v nosníkovej časti bude zosilnená externým predpätím. Externé káble sú vedené v polygonálnej dráhe. Pre zvýšenie excentricity sú káble v tretinách rozpätia vychýlené pod nosnú konštrukciu. Polomer zakrivenia káblov v mieste ocelových deviátorov je $R = 10,0\text{m}$. Kotvenie káblov bude vykonané v nových koncových ocelových konštrukciách, kde budú osadené aktívne kotvy. Celkovo bude použitých 2 x 5 ks 4 lanových kotiev pre jedno pole z prefabrikovaných nosníkov. Káble externého predpätia budú napínané jednostranne. Predpínacie káble budú vedené v HDPE rúrkach $\phi 75\text{ mm}$. Navrhnuté sú predpínacie laná monostrand s priemerom $\phi 15,7\text{ mm}$ a prierezovou plochou 150 mm^2 .

Zakladanie pilierov 2 až 5 bude zosilnené vytvorením základovej pätky rozmerov $3 \times 3\text{m}$ pod každou stojkou piliera. Pätky budú spriahnuté s existujúcou pilótou. V rohoch základovej pätky budú zhotovené mikropiloty (4 ks pod každou pätkou).

V miestach vybúraných monolitických ríms sa zhotovia nové monolitické rímky spolu s rozšírením ríms ktoré bude z ocelevej konštrukcie.

Úložné prahy budú očistené a reprofilované, obnoví sa krycia vrstva betonárskej výstuže v častiach kde je výstuž obnažená a v ostatných častiach sa zabezpečí požadované krytie.

Súčasťou rekonštrukcie budú aj sanácie všetkých dostupných plôch nosnej konštrukcie. Na celú viditeľnú plochu nosnej konštrukcie (rámová časť, aj časť z nosníkov) bude aplikovaný zjednocujúci náter.



Obr. 4 Priečný rez mostom, nosníková časť, navrhovaný stav



Obr. 5 Pohľad na most – vizualizácia

4 STATICKÁ ANALÝZA

Statická analýza mosta bola vykonaná metódou konečných prvkov v programe MIDAS Civil na výpočtovom modeli, ktorý zohľadňoval všetky postupy a vplyvy na konečné pôsobenie konštrukcie mosta. Zohľadnený bol postup výstavby a rekonštrukcie mosta, aplikácia zaťažení, postupné predpínanie mosta, zmena statického systému rámovej konštrukcie časti mosta (zmonolitnenie konštrukcie v mieste stredového kľibu). Výsledkom je tak presná predikcia vývoja namáhania a deformácie konštrukcie v jednotlivých stavebných štádiách počas projektovanej životnosti mosta.

Výpočtový model pre globálnu analýzu bol vytvorený pomocou prútových prvkov. Prvky modelujúce časti nosnej konštrukcie boli v oblasti podpier spojené s prvkami modelujúcimi piliere a opory väzbami, ktoré rešpektujú uloženie nosnej konštrukcie s ohľadom na navrhnutý systém ložísk, resp. rámoveho spojenia nosnej konštrukcie s piliermi v rámovej časti. Spodná stavba v nosníkovej časti bola modelovaná z prútových prvkov. Pilótové zakladanie bolo modelované prútovými prvkami podopretými vonkajšími väzbami zohľadňujúcimi okolitú zeminu. Rámové stojky a základy rámovej časti boli modelované z objemových prvkov podopretie pilótami v tejto časti bolo modelované vonkajšími pružnými väzbami zohľadňujúcimi tuhosť pilót.

Vytvorené boli taktiež čiastkové modely pre analýzu oceľovej konštrukcie rozšírenia nosnej konštrukcie, konštrukcie pre uchytenie externého predpätia, oceľové deviátory. Tieto priestorové modely boli vytvorené z kombinácie dosko-stenových a prúťových prvkov.

Analyzovaný bol vplyv všetkých prípustných zaťažení na konštrukciu – stále zaťaženia, zaťaženia dopravou (modely LM1, LM2, LM3, zaťaženie chodníkov), zaťaženie teplotou, zaťaženie vetrom, zaťaženie od reologických zmien (dotvarovanie, zmrašťovanie). Všetky časti mosta boli posúdené v rozhodujúcich fázach rekonštrukcie a prevádzky mosta.

5 ZÁVERY

Navrhnutou rekonštrukciou mosta dôjde k zlepšeniu stavebno – technického stavu mostného objektu, k zvýšeniu jeho zaťažiteľnosti na normou požadované úrovne a predĺženiu jeho životnosti. Zmenou šírkového usporiadania mosta, rozšírením chodníkovej časti bol vytvorený po oboch stranách samostatný pruh pre cyklistov a chodcov čo taktiež prispieva k zvýšeniu bezpečnosti premávky na moste.

Literatúra

- [1] Dokumentácia DRS: Valbek s. r. o. stredisko Košice 2020

PROGRESÍVNE RIEŠENIE KOTVENIA MOSTNÝCH RÍMS CEZ HYDROIZOLÁCIU POMOCOU HILTI HPA

Jozef Kšiňan

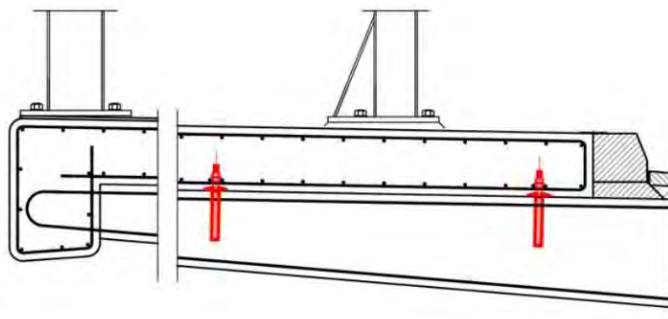
ABSTRAKT

Mostná konštrukcia je vystavená extrémnym podmienkam prostredia ako aj vplyvom posypových solí alebo iných agresívnych látok spôsobujúcich koróziu. Okraje mostných telies sú chránené betónovými rímsami, ktoré sú samostatne kotvené k hlavnej nosnej konštrukcii mosta. Kritickým detailom je prestup rímsových kotiev cez izoláciu do nosnej konštrukcie mosta. V súčasnosti na trh prinášame inovatívne riešenie kotvenia ríms pomocou systému Hilti HPA. Systém Hilti HPA spĺňa certifikované požiadavky na vodotesnosť, ale aj únosnosti stanovené v technických predpisoch. Samotné kotvenie je navrhnuté tak, aby odolal veľkej sile od nárazu vozidla do zvodidla, ako aj zaťaženiu od vetra pôsobiaceho na protihlukové steny.

1 ÚVOD

Tradičný vývoj kotvenia ríms na mostoch pozostával z riešenia, ktoré obsahovalo masívny oceľový prvok, tzv. „motýľ“, ktorý bol v spodnej časti dotiahnutý špeciálnou tesniacou podložkou. Toto riešenie sa u nás etablovalo po dekády a pretrvalo až do súčasnosti ako tradičný detail ukotvenia mostnej rímsoy do nosnej konštrukcie. Avšak súčasné trendy a inovácie v mostnom staviteľstve prichádzajúce z Rakúska a Nemecka prinášajú nové progresívne riešenie so zameraním predovšetkým na 3 hlavné problematické oblasti tradičného detailu:

- certifikovaný vodotesný styk prechodu kotvy cez hydroizoláciu mosta,
- nerezový kotevný prvok triedy A4 zaisťujúci odolnosť voči korózii,
- optimalizácia vopred zabetónovanej hornej časti nerezovej kotvy s maticou.



Obr. 1 Koncepcia usporiadania kotvenia mostných ríms pomocou Hilti HPA

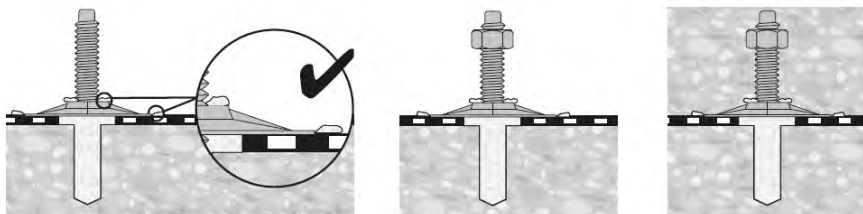
2 INOVATÍVNE RIEŠENIE PRE KOTVENIE RÍMS

Prevedenie styku kotvy s izoláciou mostovky štandardným spôsobom si vyžaduje značnú precíznosť a ide o časovo aj montážne náročný proces. Spoločnosť Hilti preto vyvinula certifikovaný a jednoduchý spôsob utesnenia pomocou špeciálnej plastovej izolačnej podložky HIW-SD v kombinácii s epoxidovou chemickou hmotou Hilti HIT-RE 500 V4. Chemická hmota Hilti HIT-RE 500 V4 vďaka svojim certifikovaným hydroizolačným vlastnostiam umožňuje vodotesné utesnenie kotvenia na styku hydroizolácie s nosnou konštrukciou. Statické spolupôsobenie nerezového kotevného bodu v betóne rímasy zabezpečuje šesťhranná matica na drieku kotvy.



Obr. 2 Nové ukotvenie rímasy na moste 201-00 D1 Prešov, západ – Prešov, juh

Toto progresívne riešenie je v súčasnosti oficiálne schválené na Ministerstve dopravy a výstavby SR, Sekcia cestnej dopravy a pozemných komunikácií a zahrnuté v detailoch vzorových listov VL – 4 MOSTY.



Obr. 3 Detail styku s hydroizoláciou systému Hilti HPA

Výhody použitia systému Hilti HPA

- jednoduché riešenie a rýchla inštalácia kotvenia,
- použitie pre betón s trhlinami C20/25 až C50/60,
- schválenie pre diamantové aj príklepové vŕtanie,
- variabilná kotevná hĺbka do betónu,
- patentované riešenie s certifikáciou DiBT,
- vysoká korozívna odolnosť vďaka nerezovému kotevnému prvku.

3 REFERENČNÁ STAVBA

Progresívny systém kotvenia ríms Hilti HPA bol navrhnutý a úspešne zrealizovaný na moste SO 201-00, ktorý je súčasťou nového diaľničného obchvatu *D1 Prešov, západ – Prešov, juh*. Technické riešenie pozostávalo z ukotvenia monolitických vonkajších aj vnútorných ríms. Pri návrhu bolo uvažované posúdenie pre zvodidlový systém s úrovňou zadržania H3. Účelom navrhnutého riešenia je spoľahlivo preniesť účinky zaťaženia od nárazu do zvodidla cez konštrukciu rímky do nosnej konštrukcie mosta. Návrh a posúdenie kotvenia ríms systémom HPA bol spracovaný technickým oddelením Hilti Slovakia. Cieľom statického návrhu bolo dosiahnutie efektívneho rozvrhnutia kotiev na moste, redukcia kotevnej hĺbky a posúdenie častí dodatočne lepenej kotvy a vopred zabetónovanej časti kotvy, ktorá sa nachádza v samotnej rímse mosta. Veľkou výhodou bolo pri posúdení dodatočne osadenej časti kotvy, že pomocou zdrsnenia kotevného otvoru sa nám podarilo zaistiť bezpečnosť kotvenia a znížiť samotnú kotevnú hĺbku. V procese montáže dodávateľ kotvenia ríms predovšetkým ocenil rýchlu a jednoduchú montáž s garanciou vodotesnosti kotvenia.



Obr. 4 Pohľad na zabudovaný systém rímsových kotiev HPA na moste 201-00

4 ZÁVER

Nové systémové riešenie HPA ponúka z pohľadu realizácie mnoho výhod oproti tradičnému riešeniu, ako napríklad rýchla a jednoduchá inštalácia kotiev, spoľahlivosť vodotesnosti pri styku s hydroizoláciou. Ukazuje sa že v prípade výstavby nových mostných objektov toto riešenie dokáže nahradiť už tradičné riešenie kotvenia ríms a systém Hilti HPA tak prináša tak inováciu aj v oblasti mostného staviteľstva na Slovensku.

Literatúra

- [1] KŠIŇAN, J. 2021. Hilti HRB – progresívne riešenie kotvenia mostných ríms. ASB. 2021.
- [2] HILTI AG, 2014 Technisches Handbuch Befestigungstechnik, 2014.

MOSTNÉ OBJEKTY NA OZUBNICOVEJ ŽELEZNICI – ČASŤ 2, PREPOČET A NÁVRH REKONŠTRUKCIE

Peter Koteš¹ – Martin Vavruš² – František Bahleda³ – Ondrej Kridla⁴ – Branislav Vavák⁵ – Andrej Zitrický⁶ – Marcel Rey⁷

ABSTRAKT

Príspevok je zameraný na návrh rekonštrukcie troch mostných objektov na ozubnicovej železnici Tatranská Štrba – Štrbské Pleso na Slovensku a nadväzuje na prvý príspevok venujúci sa prehliadke a diagnostike daných objektov, a ktorý je publikovaný na rovnakej konferencii. Na začiatku roku 2021 po tom, ako bola vykonaná diagnostika a prepočet zaťažiteľnosti objektov, bola Katedra konštrukcií a mostov Stavebnej fakulty Žilinskej univerzity v Žiline požiadaná o vypracovanie projektu na rekonštrukciu daných objektov. V rámci rekonštrukcie bolo potrebné mostné objekty zosilniť. Vzhľadom na stav objektov a požiadavky správcu objektov bolo zosilnenie objektov navrhnuté pomocou predpätých uhlíkových lamíel – jedná sa o prvú aplikáciu predpätých uhlíkových lamíel na zosilnenie mostov na Slovensku. Na určenie odolnosti bol použitý štandardný prístup uvedený v Eurokódoch podľa ustanovení, ktoré zohľadňujú modifikované (nižšie) úrovne spoľahlivosti a ich odpovedajúce parciálne súčinitele podľa Eurokódov.

1 ÚVOD

Tento príspevok nadväzuje na prvý príspevok – časť 1 - venujúci sa diagnostike uvedených troch mostných objektov, ktorý je taktiež prezentovaný na tento konferencii „Betón na Slovensku 2018-2022“.

Na základe stavebno-technického prieskumu a diagnostiky (november - december 2020) bola Stavebná fakulta Žilinskej univerzity v Žiline požiadaná o vypracovanie projektu rekonštrukcie troch uvedených mostov na ozubnicovej trati v km 0,435 (most č. 1), v km 1,674 (most č. 2) a v km 3,282 (most č. 3).

2 PREPOČET MOSTNÝCH OBJEKTOV

V zásade boli na všetky tri mostné konštrukcie aplikované rovnaké zaťaženia:

- stále zaťaženia pozostávajúce z vlastnej tiaže nosných a nenosných prvkov vrátane železničného zvršku a prísľušenstva,
- premenné zaťaženie železničnou dopravou LM71 v kombinácii so zaťažením vetrom a zaťaženie na overenie prechodnosti - za model zaťaženia bol považovaný vlak GTW2/6 EMU - OŽ 1000,

¹ doc. Ing. PhD., Žilinská univerzita v Žiline, Stavebná fakulta, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: +421-41-5135663, e-mail: peter.kotes@uniza.sk

² Ing. PhD., Žilinská univerzita v Žiline, Stavebná fakulta, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: +421-41-5135673, e-mail: martin.vavrus@uniza.sk

³ Ing. PhD., Žilinská univerzita v Žiline, Stavebná fakulta, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: +421-41-5135672, e-mail: frantisek.bahleda@uniza.sk

⁴ Ing., ŽSR, VVÚŽ, Hviezdoslavova 31, 010 02 Žilina, tel.: +421-41-2292621, e-mail: kridla.ondrej@zsr.sk

⁵ Ing., ŽSR, VVÚŽ, Hviezdoslavova 31, 010 02 Žilina, tel.: +421-41-2292621, e-mail: branislav.vavak@zsr.sk

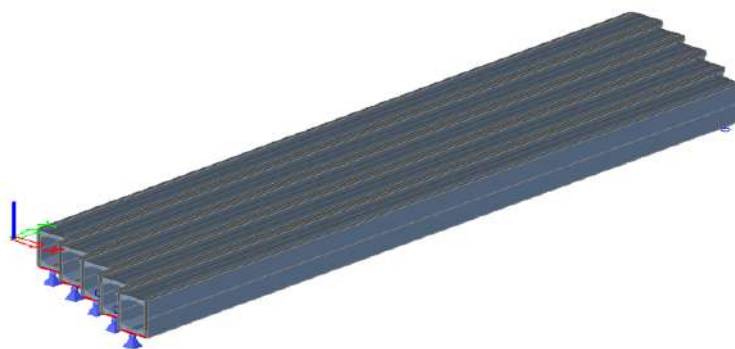
⁶ Ing., ŽSR, Mostný obvod, Pri plynárni 1, 041 50 Košice, tel.: +421-55-2292311, e-mail: zitricky.andrej@zsr.sk

⁷ Ing., StressHead Ltd, Leumattstrasse 33, CH – 6006 Lucerne, Švajčiarsko, tel.: +41-78-811-66-50, e-mail: rey@stresshead.ch

- keďže ide o ozubnicovú železnicu, uvažovalo sa aj s účinkami bezstykovej koľaje.

V statickom (výpočtovom) modeli založenom na MKP analýze bol prierez modelovaný pomocou dosko-stenového modelu. To znamená, že prierezy jednotlivých nosníkov typu „KA 61“ boli modelované pomocou dvoch dosiek simulujúcich hornú a dolnú dosku prierezu nosníka (doska s nábehmi) hr. 0,10 m a dve zvislé krajné steny hr. 0,10 m, ktoré spolu tvoria komorový prierez prefabrikovaného predpätého nosníka. Niektoré vstupné materiály boli prevzaté z [1]. Keďže išlo o tri samostatné polia, modelovali sa iba tieto nezávislé polia rôznych rozpätí (pozri obr. 1).

V priečnom smere boli nosníky (komory) spojené kĺbovou väzbou v strede výšky nosníkov (žalúziová doska) pomocou vodorovnej dosky simulujúcej betónovú zálievku medzi nosníkmi. Uloženie nosníkov rešpektuje predpoklady statickej schémy – v pozdĺžnom smere prostý nosník, v priečnom smere sú uvoľnené väzby pomocou kombinácie jednej kĺbovej podpory a podpier s uvoľnenými väzbami v priečnom a/alebo pozdĺžnom smere (v oboch smeroch).



Obr. 1 Numerický MKP model jedného poľa mostnej konštrukcie – 3D pohľad

Prepočet a výpočet zaťažiteľnosti sa vykonal pre nosnú konštrukciu a spodnú stavbu (iba piliere). Do úvahy sa uvažovali hodnoty materiálových a geometrických charakteristík zistených na nosnej konštrukcii a spodnej stavbe, ktoré boli overené diagnostikou (hodnoty z poskytnutej PD) [2,3]. Zohľadnená bola európska norma STN EN 1992-2 [4] platná pre navrhovanie mostov. Samotný prepočet bol vykonaný podľa [5]. Pri výpočte sa uvažoval aj vplyv prostredia a iné vplyvy [6-13]. S ohľadom na existujúcu metodiku zohľadňujúcu platné normy [5], posudzovala sa odolnosť prierezu nosníkov KA 61, zistená podľa STN EN a podľa reálnej konštrukcie. Z posúdenia vyplývajú tieto závery:

- nosná konštrukcia bola posúdená na momentovú odolnosť, šmykovú odolnosť a obmedzenie napätí. Keďže pôvodná nosná konštrukcia nebola navrhovaná a overovaná na zaťaženie UIC 71, ale bola navrhovaná a overovaná priamo na špeciálnu súpravu – z tohto dôvodu boli použité predpäté nosníky pre pozemné komunikácie, ktoré by však na zaťaženie UIC 71 nevyhovovali), tak podľa očakávanie bola zaťažiteľnosť všetkých prvkov nedostatočná a bola menšia ako 1,0.

Následne bola overená prechodnosť na nové požadované zaťaženie – špeciálna súprava GTW2/6 EMU. Z výsledkov vyplývalo, že:

- Nosná konštrukcia:
- most č. 1: nosníky s dĺžkou 19,6 m (všetky tri polia) nevyhovovali na prechodnosť (nové zaťaženia dané vlakom GTW2 / 6 EMU - OŽ 1000) z dôvodu vzniku ťahových napätí v betóne v spodnej hrane prierezu,

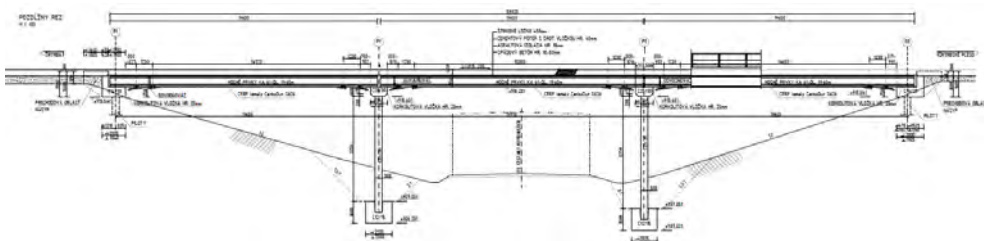
- most č. 2: nosníky všetkých troch poli (nosníky s dĺžkou 10,6 m a 13,6 m) nevyhovovali na prechodnosť,
- most č. 3: nosníky v poli č. 1 a 2 (nosníky s dĺžkou 13,6 m a 19,6 m) vyhovovali na prechodnosť, avšak nosníky v poli č. 3 (nosníky s dĺžkou 16,6 m) nevyhovovali na prechodnosť z dôvodu ťahových napätí v betóne v spodnej hrane prierezu,
- Spodná stavba – pre všetky tri mosty:
 - úložné prahy - nevyhovovali na prechodnosť (pre nové zaťaženie),
 - stĺpy drierok pilierov - nevyhovovali na prechodnosť (pre nové zaťaženie),

Diagnostika a prepočet ukázali, že všetky tri mosty bolo možné s potrebnými nákladmi opraviť na úroveň, ktorú vyžadujú súčasné normy a predpisy. Bolo potrebné ich zosilniť, aby v betóne nevznikali ťahové napätia v predpätých nosníkoch.

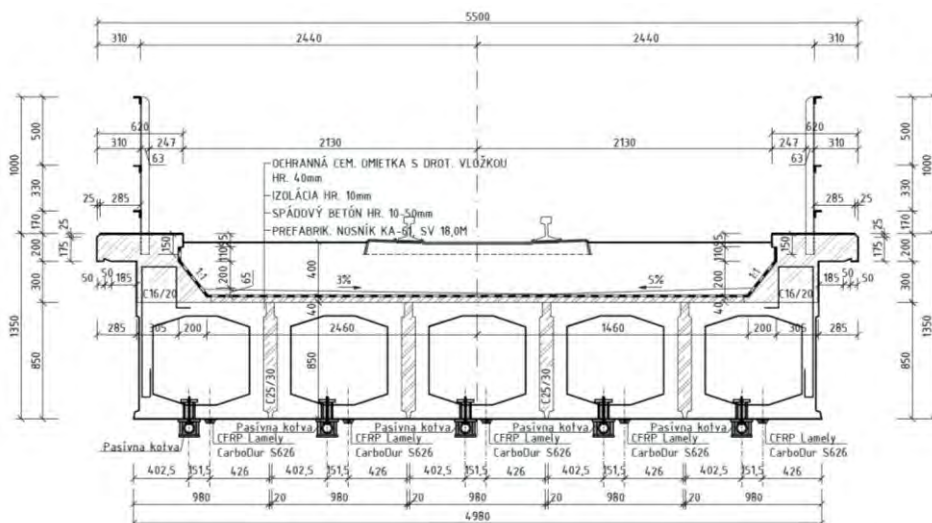
3 NÁVRH ZOSILNENIA

Ako najjednoduchší spôsob zosilnenia sa javilo odstránenie pôvodnej vyrovnávajúcej (a spádovej) vrstvy betónu na nosníkoch spolu s rímsami a nahradenie danej vrstvy novou doskou, ktorá by bola spriahnutá s prefabrikovanými nosníkmi. Tým by sa zlepšil roznos v priečnom smere a zároveň by sa zvýšila odolnosť prierezu, čo vo väčšine prípadov postačuje na zosilnenie. Keďže ale rekonštrukcia trate prebiehala pred samotnou rekonštrukciou mostných objektov, nebolo možné tento spôsob zosilnenia aplikovať, pretože by to znamenalo značné búracie práce na objektoch a nové betonáže dosky (mokrý proces), čo by do značnej miery oddialilo sprevádzkovanie rekonštruovanej trate. Tento spôsob zosilnenia bol preto investorom odmietnutý.

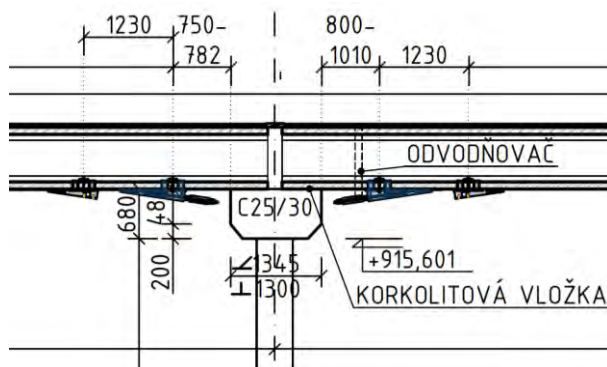
Po dohode s investorom boli nosné konštrukcie (jednotlivé predpäté nosníky KA 61) zosilnené pomocou predpätých uhlíkových (CFRP) lamíel (obr. 2 až 4). Tento spôsob umožňoval zosilniť nosnú konštrukciu počas rekonštrukcie trate bez toho, aby obmedzoval rekonštrukčné práce na trati a aj na mostných objektoch. Odporúčané bolo použiť napr. lamely a celý systém od fy. SIKA – jedná sa o lamely CarboDur S626 (60 x 2,6 mm), ktoré je možné predopnúť na predpínaciu silu až 250 kN, pričom v prípade tohto projektu bola požadovaná sila 140 kN z dôvodu návrhu kotvenia, ktoré obmedzovala malá hrúbka spodnej pásnice predpätých komorových nosníkov KA 61. Každá lamela bola kotvená certifikovanými kotvami od fy. StressHead (Švajčiarsko) - jednou pasívnou a jednou aktívnou kotvou – bolo požadované použiť len jeden certifikovaný systém (dodala fy. StressHead). Na jeden nosník boli použité dve lamely – kotvy sa prestriedali (na jednom konci nosníka bola jedna aktívna a jedna pasívna kotva). Na ošetrenie obnaženej výstuže a povrchu betónov boli použité sanačné materiály od fy. Sika.



Obr. 2 Zosilnená konštrukcia – most č. 1, pozdĺžny rez



Obr. 3 Zosilnená konštrukcia– most č. 1, priečný rez



Obr. 4 Detail kotvenia lamiel

Pôvodné základové bloky pilierov nebolo potrebné zosilňovať, tie zostali nezmenené (mali dostatočnú únosnosť). Drieky pilierov (tri stĺpy pilierov mostných objektov č. 1 a č. 3 a dva stĺpy pilierov mostného objektu č. 2), ktoré bolo potrebné zosilniť, sa zosilnili pomocou vybetónovania priestoru medzi stĺpmi drieku. Najskôr bolo potrebné urobiť výkopy po hornú hranu základového bloku, očistil sa horný povrch základového bloku a stĺpov pilierov od zeminu, ktoré boli v styku so zeminou (vodným lúčom). Potom sa navrtali otvory v miestach nových výstuží z hornej strany základových blokov, zo spodnej strany úložných prahov a z bočných strán do kruhových stĺpov. Pripravilo sa debnenie, osadili sa výstuže (sieťovina zo zvislých a horizontálnych výstužných prútov so strmeňmi, obr. 5). Betonáž sa vykonala po etapách po výške v pracovných škárach.

M 1 :25



6 ZÁVER

Uvedenou rekonštrukciou (zosilnením) je možné aj naďalej využívať mostné objekty na svoj účel počas svojej zvyškovej životnosti aj pri zvýšení účinkov dopravy. Jedná sa o praktický spôsob využitia starších existujúcich mostných konštrukcií pre opätovné využitie.

Tento článok vznikol za finančnej podpory Grantovej agentúry VEGA SR v rámci riešenia úloh 1/0306/21 a zároveň táto publikácia vznikla vďaka podpore v rámci operačného programu Interreg V-A Slovenská republika – Česká republika pre projekt: Hodnotenie dopadu environmentálneho zaťaženia na stav mostných objektov cezhraničnej dopravnej siete, 304011Y277, spolufinancovaný zo zdrojov Európskeho fondu regionálneho rozvoja.

Literatúra

- [1] Katalóg – Prefabrikované cestné mosty svetlosti 9-12-15-18-21 m montované z predpätých nosníkov KA-61. Úplný typový podklad, časť A., Dopravoprojekt Bratislava, 1961.
- [2] Odrobiňák J., Hlinka, R.: Degradation of steel footbridges with neglected inspection and maintenance. Bridges in Danube Basin 2016, Procedia Engineering, Elsevier, 156, s. 304-311, 2016.
- [3] Odrobiňák J., Gocál J., Jošt J.: NSS test of structural steel corrosion. Roczniki Inżynierii Budowlanej Polish Academy of Science, Territorial Branch Katowice, 15, s. 7-14, 2017.
- [4] STN EN 1992-2 Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 2: Betónové mosty. Navrhovanie a konštruovanie + Národná príloha. SÚTN Bratislava, 2007.
- [5] Všeobecné technické požiadavky. Určovanie zaťažiteľnosti železničných mostných objektov. GR Bratislava, 01.01.2016.
- [6] Macho M., Ryjaček P.: The impact of the severe corrosion on the structural behavior of steel bridge members. Advances and Trends in Engineering Sciences and Technologies - Proceedings of the International Conference on Engineering Sciences and Technologies, ESaT 2015, s. 23-128, 2015.
- [7] Ryjaček P., Macho M., Stančík V., Polák M.: The Deterioration and assessment of steel bridges. Maintenance, Monitoring, Safety, Risk and Resilience of Bridges and Bridge Net-works - Proceedings of the 8th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, IABMAS 2016, s. 1188-1195, 2016.
- [8] Hollý I., Bilčík J., Gajdošová K.: Numerical modeling of reinforcement corrosion on bond behaviour. International Multidisciplinary Scientific GeoConference Surveying Geology and Mining Ecology Management, SGEM, 249, s. 191-196, 2016.
- [9] Krivy V., Kubzova M., Kreislova K., Urban V.: Characterization of corrosion products on weathering steel bridges influenced by chloride deposition, Metals 2017, 7(336), doi: 10.3390/met7090336, 2017.
- [10] Krejsa M., Koubova L., Flodr J., Protivinsky J., Nguyen Q.T.: Probabilistic prediction of fatigue damage based on linear fracture mechanics. Frattura ed Integrita Strutturale. 11, 39(249), 143-159 (2017).
- [11] Bobalo, T., Blikharskyy, Y., Kapiika, N., Volynets, M.: Serviceability of RC Beams Reinforced with High Strength Rebar's and Steel Plate, in "Proceedings of advances in resource-saving technologies and materials in civil and environmental engineering (CEE 2019)", Lecture Notes in Civil Engineering, Vol. 47, pp. 25-33 (2020).
- [12] Bacharz, K., Racziewicz, W., Bacharz, M., Grzmil, W.: Manufacturing Errors of Concrete Cover as a Reason of Reinforcement Corrosion in a Precast Element-Case Study, in Coatings, 9(11), 702 (2019).
- [13] Prokop, J., Vican, J.: Comparison of beam-column resistance according to European Standards, in "13th International scientific conference on sustainable, modern and safe transport (Transcom 2019)", Transportation Research Procedia, Vol. 40, pp. 883-890 (2019).

**NOMINÁCIE DO SÚŤAŽE O NAJLEPŠIU
BETÓNOVÚ KONŠTRUKCIU, VÝROBOK
Z BETÓNU ALEBO PRE BETÓN**

Názov diela:

MOST NAD VESLÁRSKOU DRÁHOU NA DIAĽNICI D4

Predkladateľ:

DOPRAVOPROJEKT, a.s., Kominárska 141/2, 4, 832 03 Bratislava

Stručný opis diela :

Mostný objekt je v poradí druhým mostom zo 4 mostov 2941,55 m dlhého (786.95 m + 470 m + 430 m + 1254.60 m) diaľničného súmostia cez rieku Dunaj a jeho okolia. Bol navrhnutý ako trojpoľový spojený komorový nosník z dodatočne predpätého betónu dĺžky 470,0 m s dĺžkou poľí 127,5 + 210,0 + 127,5 m. Hlavné pole mosta s dĺžkou 210 m je najdlhšie pole, aké bolo kedy na Slovensku postavené technológiou letmej betonáže. Výška prierezu sa pohybuje od 4,30 m v poli do 13,00 m pri pilieroch. Prierez šírky 34,5 m nesie 4-pruhovú vozovku, chodník a cyklistický chodník. Jadro mostného objektu bolo budované technológiou letmej betonáže. Konzolové dosky priečneho rezu boli realizované dodatočne po vybudovaní jadra prierezu. Nosná konštrukcia z dodatočne predpätého betónu C50/60 je predpätá v oboch smeroch – pozdĺžne aj priečne. Pozdĺžne predpínacie súdržné káble sú priemeru 15,7 mm s počtom lán 31 ks. Priečne súdržné predpínacie káble, s použitím plochých plastových káblových kanálikov, sú priemeru 15,7 mm s počtom lán 4 ks, respektíve 12 ks nad krajnými priečnikmi.

Tento most si vyžadoval špeciálny prístup pri navrhovaní, identifikácii a zohľadnení potenciálnych nebezpečenstiev v konštrukčných detailoch. Z toho dôvodu boli použité rôzne výpočtové modely na dosiahnutie skutočného správania konštrukcie. Mimoriadna pozornosť bola venovaná výpočtu nadvýšenia konštrukcie počas výstavby.

Náročnosť návrhu ako i realizácie nosnej konštrukcie objektu spočívala aj v stanovení hodnôt nadvýšenia jednotlivých lamiel počas výstavby vahadlových konzol, ktorých maximálna dĺžka pred zmonolitnením bola až 103,5 m.

Spoluriešitelia (investor, projektant, realizátor) :

Investor:

Národná diaľničná spoločnosť, a.s., Bratislava

Projektant:

Ing. Adrián Chalupec, DOPRAVOPROJEKT, a.s. Bratislava, Kominárska 141/2, 4, 832 03 Bratislava

Ing. Martin Ondroš, DOPRAVOPROJEKT, a.s. Bratislava, Kominárska 141/2, 4, 832 03 Bratislava

Ing. Petr Novotný Ph.D., SHP s.r.o., Bohunická 133/50, 619 00 Brno

***Dodávateľ stavby:** D4R7 Construction s.r.o., Odborárska 21, 831 02 Bratislava*



Názov diela:

EXTRADOSOVÝ MOST NA DIAĽNICI D1 NAD VETVAMI KRIŽOVATKY PREŠOV ZÁPAD

Predkladateľ:

DOPRAVOPROJEKT, a.s., Bratislava, Kominárska 141/2, 4, 832 03 Bratislava

Stručný opis diela :

Mostný objekt je súčasťou stavby D1 Prešov západ - Prešov juh, v ktorej sa nachádza celkovo 11 mostov zabezpečujúcich križenie a vzájomné prepojenie vetiev križovatky v troch výškových úrovniach. Mostný objekt svojou polohou v najvyššej úrovni križovatky, svojimi rozmermi a konštrukčným riešením tvorí dominantný prvok križovatky. Tento most je dvanásťpoľový s rozpätiami polí 27 až 74 metrov a celkovou dĺžkou 550 m. Oba jazdné pásy majú samostatné nosné konštrukcie, ktoré sú navrhnuté ako dvojkomôrkové so šikmými vonkajšími stenami. Výška nosnej konštrukcie je 2,3m a šírka 13,85m (ľavá) resp. 13,55 (pravá). Obidve nosné konštrukcie sú samostatne predopnuté kombináciou interných predpínacích káblov, externých predpínacích káblov vedených v komôrkach nosnej konštrukcie a predpínacích káblov typu „extradosed“. V hlavných poliach č. 7 a 8 je situovaný najväčší počet vetiev križovatky, ktoré sú výškovo a smerovo vedené tak, že bolo nutné ich premostiť dvoma poľami dĺžky 74m a to pri dodržaní výšky nosnej konštrukcie max. 2,3 m. Z uvedeného dôvodu bolo nutné navrhnuť nosnú konštrukciu s predpínacími káblami typu extradosed. Tieto sú vychylené na pylóne č.8 vo výške cca 10 m nad úrovňou nosnej konštrukcie a sú vedené po vonkajších stranách pravej a ľavej nosnej konštrukcie.

Spoluriešitelia (investor, projektant, realizátor) :

Investor:

Národná diaľničná spoločnosť, a.s., Dúbravská cesta 14, 841 04 Bratislava

Projektant:

Ing. Juraj Kopčák, DOPRAVOPROJEKT, a.s., Kominárska 141/2, 4, 832 03 Bratislava

Ing. Vladimír Suchár, DOPRAVOPROJEKT, a.s., Kominárska 141/2, 4, 832 03 Bratislava

Dodávateľ stavby: Doprastav, a.s., Drieňová 27, 826 56 Bratislava



Názov diela:

NOVÝ ŽELEZNIČNÝ MOST NAD NOSICKOU PRIEHRADOU

Predkladateľ:

Doprastav, a.s., Drieňová 27, 826 56 Bratislava

Stručný opis diela :

Predmetný mostný objekt je súčasťou modernizácie trate Púchov – Žilina pre rýchlosť do 160 km/hod. a prevádza železničnú trať z pravého brehu Nosickej vodnej nádrže na ľavý breh. Nosná konštrukcia je tvorená dvojkomorovým nosníkom s konštantnou výškou prierezu, ktorý je zároveň zavesený na extradosoých kábloch po oboch stranách mosta. V pozdĺžnom smere sa jedná o spojitý 12-poľový nosník s rozpätiami polí $39 + 10 \times 51,5 + 37,59$ m. Nosná konštrukcia bola budovaná kombináciou dvoch technológií súčasne. Prvé dve polia od opory č.1 boli budované vozíkmi letnej betonáže, ostatné polia, od opory č.13 boli budované na skruži. Predpinací systém mosta pozostával z kombinácie 15 a 19-lanových súdržných predpinacích jednotiek. Ako nesúdržné jednotky boli použité 19-lanové káble typu monostrand. Pre tento účel boli na projekte použité tzv. kompaktované predpinacie laná. Sú to 7-drôtové laná ktoré dodatočnou úpravou vo výrobe majú menší priemer ako štandardne používané 15,7 mm, no pre redukciiu medzier medzi drôti ponúkajú rovnakú prierezovú plochu pri menšom priemere. Poslednou zložkou boli extradosoé káble. Špecifikom predpinacieho systému je, že bol realizovaný ako elektricky izolovaný, tj. bez tenkostenných oceľových káblových kanálikov.

Zrejme najväčšou prekážkou pri projekcii a tiež realizácii bolo vysporiadanie sa so zložitými hydrogeologickými pomermi objektu. Samotné hlbinné zakladanie estakády pozostávalo z veľkopriemerových pilót priemeru 880 mm v dĺžkach od 6 m po 14,9 m, ktoré sa realizovali s dočasných polostrosov alternatívne plávajúceho pontóna. Z jedenástich medziľahlých pilierov sa desať nachádza priamo v priehrade, čo bolo vzhľadom na komplikované hydrologické a priestorové pomery veľkou výzvou pre projektanta ako aj realizátora.

Spoluriešitelia (investor, projektant, realizátor) :

Investor:

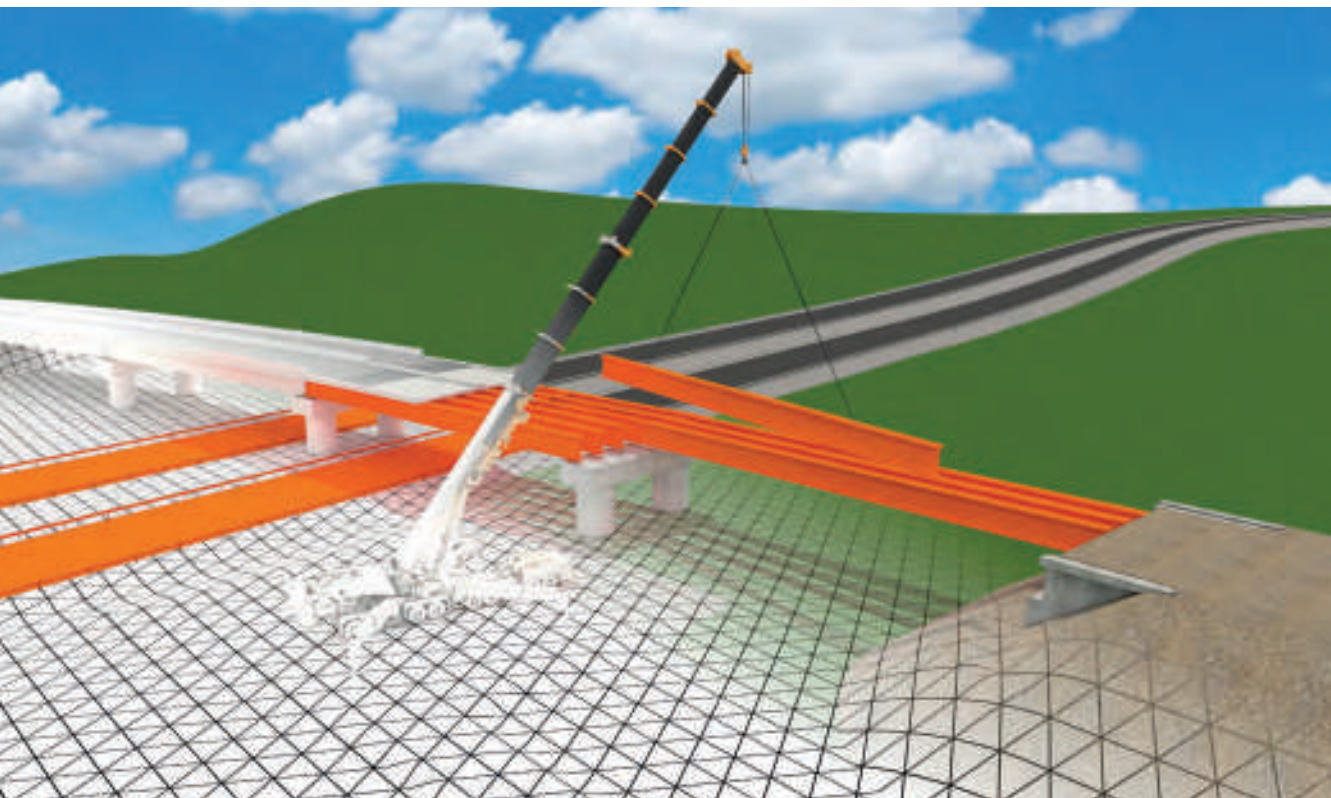
Železnice Slovenskej republiky, Klemensova 8, 813 61 Bratislava

Projektant:

Ing. Konečný, LKM Consult s.r.o., Jaroslava Foglara 863/7, 639 00 Brno

Dodávateľ stavby: „Združenie Nimnica“ - Vedúci člen združenia: Doprastav, a.s., Drieňová 27, 826 56 Bratislava





PROFESIONÁLNE BIM RIEŠENIE PRE NÁVRH MOSTOV

Allplan Bridge je profesionálne BIM riešenie pre modelovanie, analýzu, návrh a výkresovú dokumentáciu. Inžinieri pracujú s jediným riešením od vytvorenia parametrického modelu s vysokou úrovňou detailu vrátane predpätia až po integráciu stavebného procesu, statickej analýzy, návrhu výstuže a detailov.

NAVRHUJTE SVOJE MOSTY EFEKTÍVNEJŠIE:

- > Prvé kompletne riešenie pre mostných inžinierov na svete
- > Spoločný parametrický 4D model pre statickú analýzu, návrh podľa noriem, tvorbu detailov a výkresov vrátane výstuže
- > Pracovné postupy openBIM s ďalšími odbormi a produktami



SLOVENSKÁ KOMORA STAVEBNÝCH INŽINIEROV

Výhody pre členov komory



VÝROČIE
OBNOVENIA SKSI
1992 – 2022

HLAVNÉ ČINNOSTI SKSI

- organizuje a vykonáva autorizácie skúšky a skúšky odbornej spôsobilosti pre stavbyvedúcich, stavebný dozor a energetickú certifikáciu,
- vydáva oprávnenia na autorizáciu a odbornú spôsobilosť,
- vedie zoznam autorizovaných inžinierov, register hostujúcich osôb a evidenciu odborne spôsobilých osôb na výkon činnosti stavbyvedúceho, stavebného dozoru a energetickú certifikáciu,
- uznáva odbornú kvalifikáciu v odbore stavebníctvo,
- organizuje odborné vzdelávacie podujatia a prípravné semináre pre autorizovaných stavebných inžinierov a tým podporuje aj celoživotné vzdelávanie odborníkov v stavebnom sektore,
- v rámci osvetovej, informačnej a poradenskej činnosti podporuje vydávanie odborných publikácií a časopisov,

HLAVNÉ VÝHODY

OCHRANA ČLENOV

Iba viac ako 4 800 osôb je oprávnených vykonávať regulované povolanie. SKSI podpor je inžinierov, obhajuje, chráni ich práva a profesijné, sociálne a hospodárske záujmy.

PROFESIJNÉ POISTENIE

Vzťahuje sa na profesijné poistenie zodpovednosti za škodu podľa § 12 zákona č. 138/1992 Zb. SKSI svojim členom zabezpečuje cez Rámcovú zmluvu výhodnejšie podmienky ako pri individuálnom poistení. Členovia si môžu dohodnúť aj udržiavacie poistenie a poistenie právnických osôb. Zároveň, ak by prišlo k poistnému plneniu, poisťovňa vychádza z výšky poistného v období projektovania, nie vzniku poistnej udalosti (nevzniká časový nesúlad).

NORMY – SLUŽBA STN ON-LINE

Fyzické osoby členstvom v komore získavajú online prístup k STN normám a môžu požiadať aj o tlač všetkých noriem. Členovia, ktorí profesijne využívajú normy a citujú z noriem nemusia ohlásiť alebo si vyžiadať povolenie na citovanie.

CELOŽIVOTNÉ VZDELÁVANIE A ODBORNÉ PODUJATIA

SKSI pravidelne pripravuje pre členov vzdelávacie aktivity a odborné podujatia. Videozáznamy z online seminárov a konferencií zverejňuje na e-learningovej platforme [ERUDIO2020](#). Prostredníctvom ERUDIO2020 sa odborníci vzdelávajú aj off-line. Podporuje vzdelávacie aktivity partnerov. Členovia účasťou na vzdelávaní získavajú body v databáze.

ĎALŠIE SLUŽBY PRE ČLENOV SKSI

Špeciálna ponuka financovania osobných a úžitkových vozidiel do 3,5 t a technológií. Sprostredkúva pre svojich členov aj ďalšie formy poistenia, ktoré sú nad rámec profesijného poistenia. Ponúka aj benefity súvisiace s výkonom profesie v stavebnom odbore.

**Basler & Hofmann je nezávislá
inžiniersko-projektová firma.**

Vyvíjame riešenia udávajúce trend pre husto zastavaný
a intenzívne využívaný svet. U nás úzko spolupracujú
ľudia z najrozličnejších profesií. Naša práca sa vyznačuje
prepojeným myslením a celkovým prehľadom.



Tradícia Kvalita Profesionalita



doprastav

Diaľnice a rýchlostné komunikácie • Cesty • Mosty • Železnice
Podzemné stavby • Pozemné stavby • Vodohospodárske stavby



RÝCHLOSTNÉ CESTY | ŽELEZNICE DIAĽNICE | TUNELY | MOSTY

Najväčšia projektová, konzultačno-inžinierska spoločnosť
na Slovensku v oblasti dopravných stavieb so 70 ročnou tradíciou

POSKYTUJEME:

- projektové práce
- konzultačné služby
- expertízne a poradenské služby
- stavebný dozor
- geotechnické a environmentálne projekty
- inžiniersku činnosť
- majetkovoprávne vysporiadanie

WWW.DOPRAVOPROJEKT.SK



Je na čom stavať



metR©STAV

www.metrostav.sk



www.vahostav-sk.sk



ZODPOVEDNÝ ZHOTOVITEĽ INŽINIERSKÝCH STAVIEB

CESTY - MOSTY - TUNELY - ŽELEZNICE – VODNÉ STAVBY - VODOVODY – KANALIZÁCIE - ČOV



inset

www.inset.com

MONITORING ZAVESENÉHO MOSTA NA PRAŽSKOM OKRUHU

inset

www.inset.com



MONITOROVACIA SKÚŠKA BUDIČOM KMITOV
NOVÝ ŽELEZNIČNÝ MOST NAD VÁHOM NA TRATI
PÚCHOV - POVAŽSKÁ BYSTRICA

KOMPLEXNÝ PRIESKUM, DIAGNOSTIKA, SKÚŠANIE A MONITORING STAVIEB

Betón na Slovensku 2018 – 2022

Zborník prednášok z konferencie SNK *fib*

Všetky publikované články boli recenzované.

Autori: kolektív
Editor: doc. Ing. Peter Paulík, PhD.
Vydavateľ: Slovenský národný komitét *fib* vo vydavateľstve
IRIS – Vydavateľstvo a tlač, s.r.o., Bratislava
Rok vydania: 2022
Počet strán: 330
Náklad: 160
Vydanie: prvé

ISBN 978-80-8200-107-8

PROPONTI

.... každá cesta, aj našim životom, je len spojnica medzi mostami

- Hlavné a mimoriadne prehliadky mostov.
- Diagnostiky mostov (kontrola predpätia, materiálové vlastnosti, ...).
- Online monitoring mostov s výstrahou.
- Prepočty zaťažiteľnosti mostov, zaťažovacie skúšky.
- Projekty sanácie a zosilnenia mostov.
- Štúdie realizovateľnosti mostov.
- Audity statiky.



doc. Ing. Peter Paulík, PhD.

mobil: +421 903 585 663

mail: proponti@proponti.sk

www.proponti.sk





Slovenský národný komitét fib
www.fib-sk.sk

ISBN 978-80-8200-107-8

