

21. ročník konference

ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY

setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů

Sborník příspěvků
21. ledna 2016

Pořadatelé

Mediální partneři



21. ROČNÍK KONFERENCE

ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY

setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů

Kongresové centrum hotelu Olšanka,
Táboritská 23, Praha 3
21. ledna 2016

pořádají

SUDOP PRAHA a.s.

Správa železniční dopravní cesty, s.o.

mediální partner konference — časopis **SILNICE ŽELEZNICE**

internetový partner konference — server **www.mosty.cz**

Přípravný výbor konference: Iveta Čermáková, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Michal Gramblička, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Ivan Pomykáček, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Miroslav Teichman, SŽDC, s.o.
Ing. Dana Wangler, SUDOP PRAHA a.s.

SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

Tento sborník je k dispozici rovněž na CD. Příspěvky neprošly jazykovou úpravou.



21. ROČNÍK KONFERENCE ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY

setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů



Modernizace trati
Horusice - Veselí



Revitalizace trati
Budějovice - Volary



Modernizace trati
Tábor - Sudoměřice

Mostní díla roku:

- 2013 - Titul ČDS&T 2013
Rekonstrukce železničního mostu
Děčín - Jedlová
- 2005 - Železniční most v km 145,463 trati
Kadaň - Karlovy Vary
- 2004 - Železniční mosty v km 24,539 a 25,885
trati Krasikov - Česká Třebová
- 2001 - Silniční estakáda Řepy - Ruzyně
- 2001 - Železniční jezerní viadukt Cíhelny
- 1998 - Železniční most na trati Plesná - Cheb



projekty - inženýring - konzultace

OBSAH

1 Most v km 38,816 trati Lovosice – Česká Lípa	1
Ing. Libor Marek, Ing. Ondřej Lojík, Ph.D., Ing. Jan Svítavský, TOP CON SERVIS s.r.o., Vladan Michalík, Bilfinger MCE Slaný, s.r.o.	
2 Rekonstrukce mostu přes řeku Labe v km 38,816 trati Lovosice – Česká Lípa	9
Bc. Marcel Návojský, SMP CZ, a.s.	
3 Rekonstrukce mostu v km 38,816 trati Lovosice – Česká Lípa	17
Martin Ušala, DiS., SŽDC, s.o.	
4 Protikorozní ochrana ocelových mostů	21
Ing. Milan Kučera, SŽDC, s.o.	
5 Statický přepočet železničního mostu v km 41,791 trati Tábor – Písek, Červená nad Vltavou	25
Ing. Jan Bartaloš, Ing. Martin Vlasák, SUDOP PRAHA a.s.	
6 Přechodnost mimořádných zásilek a mechanizačních prostředků na tratích SŽDC, s.o.	35
Ing. Vladimír Saňák, SŽDC, s.o.	
7 Rekonstrukce železničního mostu v Boršově nad Vltavou	41
Ing. Petr Šetřil, SUDOP PRAHA a.s.	
8 SO 14-24-01 Boršov – Křemže, železniční most v km 4,172 z pohledu zhotovitele	47
Ing. Martin Ředina, Ing. Martin Frič, Ing. Ondřej Strouhal, Metrostav a.s.	
9 Památková ochrana na mostech	53
Ing. Jiří Kozák, SŽDC, s.o.	
10 Rekonstrukce Negrelliho viaduktu – komplexní přístup k diagnostice historické konstrukce	59
doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D., SUDOP PRAHA a.s.	
11 Oskar - Rekonstrukce mostu v km 80,930 trati Hohenau (ÖBB) – Přerov	63
Ing. David Kmošek, EXprojekt s.r.o.	
12 Modernizace trati Rokycany – Plzeň, tunely Ejpovice, historie projektové přípravy a současnost výstavby	71
Ing. Michal Gramblička, SUDOP PRAHA a.s., Ing. Jiří Velebil, Ing. Jiří Mára, METROPROJEKT Praha a.s., Ing. Štefan Ivor, Metrostav a.s.	
13 Rekonstrukce Harrachovského tunelu trati Liberec – Harrachov	79
Ing. Ondřej Minich, PROMINECON CZ a. s., Ing. Alice Wetterová, Ing. Jaroslav Lacina, Amberg Engineering Brno, a. s.	

14 	Rekonstrukce Harrachovského tunelu trati Liberec – Harrachov	85
	Martin Ušala, DiS., SŽDC, s.o.	
15 	Aplikace požárních a evakuačních modelů při posuzování bezpečnosti železničních tunelů s návazností na nařízení komise (EU) č. 1303/2014 (TSI SRT)	87
	Ing. Václav Souček, Ph.D., Výzkumný Ústav Železniční, a.s., Ing. Kamila Cábová, Ph.D., Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí, Fakulta stavební, ČVUT v Praze, doc. Mgr. Tomáš Apeltauer, Ph.D., Fakulta stavební, Vysoké učení technické v Brně	
16 	Využití vláknobetonu pro železniční tunely a mosty	95
	Ing. Petr Herka, Ing. Martin Herka, KrampeHarex CZ spol. s r.o.	
17 	Trať Turnov – Liberec, rekonstrukce Sedlejoického tunelu	103
	Ing. Jaroslav Lacina, Amberg Engineering Brno, a. s.	
18 	Rekonstrukce Rigelského tunelu na trati Liberec – Černousy	107
	Ing. Michal Gramblička, Ing. Stanislav Žáček, SUDOP PRAHA a.s.	
19 	Nový železniční most přes Váh v Trenčíně	113
	Ing. Pavel Mařík, Bögl a Krýsl, k.s.	
20 	Provádění podrobných prohlídek železničních mostů	119
	Ing. Blanka Karbanová, Ing. Pavel Matyáš, SŽDC, s.o., Technická ústředna dopravní cesty	
21 	Mosty v modernizovaném úseku trati Rokycany – Plzeň	125
	Ing. Tomáš Wangler, Roman Šimáček, Milan Špička, Metrostav a.s.	
22 	Metodika posouzení kombinované odezvy konstrukce a koleje	133
	Ing. Martin Vlasák, SUDOP PRAHA a.s., doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D., Fakulta stavební ČVUT v Praze	
23 	Možnosti využití FRP polymerů pro vybavení železničních mostů	139
	doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., Ing. Kamila Cábová, Ph.D., Ing. Ludvík Kolpaský, Bc. Jan Vůjtěch, Bc. Ondřej Hráský, Ing. Vít Lojda, ČVUT v Praze, Fakulta stavební	
24 	Metody výstavby betonových oblouků železničních mostů na vysokorychlostních tratích v Německu	147
	Ing. Karel Dahinter, CSc., Česká silniční společnost, Dr. Sc. techn. Roland von Wölfel, Leonhardt, Andrä und Partner, Germany	
25 	Plzeňské mosty z pohledu TDS	155
	Ing. Petr Žákovec, Ing. Stanislav Kejval, SŽDC, s.o.	
26 	Revitalizace trati České Budějovice – Volary	163
	Ing. Libor Kožík, Ing. Vlastimil Schovajsa, FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.	

27 	Rekonstrukce mostu v km 67,615 tr. Praha hl.n. – Turnov	169
	Ing. Jakub Kara, Ing. Libor Marek, TOP CON SERVIS s.r.o.	
.....		
28 	Projekty řešené pomocí technologie pozemní radarové interferometrie 2015	177
	Ing. Michal Glöckner, Ing. Ondřej Michal, Geodezie Ledeč nad Sázavou s.r.o., Ing. Lukáš Vodehnal, Vintegra s.r.o.	
.....		
29 	Rekonstrukce viaduktu Ostrov nad Oslavou	185
	Ing. Petr Hanzal, Ing. Libor Hájek, Ing. Jan Kubr, Metrostav a.s.	
.....		
30 	Ocelové mostnice	193
	Ing. Tomáš Vrba, INFRAM a.s.	
.....		
	Nové ocelové železniční mosty ve Veselí nad Lužnicí	199
	Ing. Jiří Chmelík, Ing. Lukáš Bludský, Ing. Pavel Kýr, EUROVIA CS, a.s.	
.....		
	Železniční most v km 30,920 v úseku trati Dynín – Horusice (tzv. "Losí most")	205
	Ing. Jan Sýkora, Ing. Vít Hoznour, PRAGOPROJEKT a.s.	
.....		
	Monitoring přechodových oblastí mostních objektů	213
	Ing. Jaroslav Demuth, Ing. Ladislav Šašek, CSc., Ing. Michal Mazanec, Safibra, s.r.o.	
.....		

GRP System FX na železnici

GRP 3000 – univerzální měřicí systém v oblasti železnice pro:

- vysoce přesné geodetické měření polohy a geometrických parametrů koleje
- zaměření průjezdného profilu ve 2D i 3D a to automaticky s definovanou hustotou bodů nebo manuální cílení
- zaměření trolejového vedení
- zaměření podkladů (stávajícího stavu) pro projektové práce
- kontrolu projektovaných hodnot oproti skutečným (poskytnutí dat pro korekci, okamžitá identifikace kritických míst) v reálném čase
- spolehlivý sběr informací o překážkách, jejich dokumentace a kontrola (centrální databanka pro zobrazení a správu všech definovaných a zaměřených průjezdných profilů, naměřených a projektových dat, včetně chronologie měření)



GRP System FX se skládá z:

- precizního, robustního hardware – vozíku GRP 3000
- software Amberg Rail 2.0 a Amberg Clearance Basic



Hlavní přednosti GRP 3000

- jedinečná kombinace měřického vozíku a profilometru Amberg 110 FX
- možnost použití ve spojení s motorizovanou totální stanicí (TPS) nebo s aparaturou GPS
- vysoce přesné 3D měření osy koleje v kombinaci s přesnou totální stanicí
- integrovaný napájecí zdroj
- bezpečné použití na železničních tratích (elektricky izolovaný systém)
- software, který umožňuje efektivní vyhodnocení naměřených dat
 - plně automatické vyhodnocení
 - možnost převodu dat do formátů DXF a ASCII
 - možnost tvorby protokolů z naměřených dat (graficky, v klasickém zobrazení příčného profilu s uvedením odchylek od definovaného profilu nebo ve formě seznamu souřadnic s popisem)

Systémová přesnost	
Polohová a výšková přesnost	
GRP + TPS	+/- 1 mm
GRP + GPS	poloha: +/- 20 mm výška: +/- 40 mm
Rozchod	+/- 0,3 mm

Výkonost systému	
Doba měření jednotlivého objektu relativně k ose koleje (např. návěstidlo, most, nástupiště) – 10 měřených bodů – manuální cílení	60 s
Doba měření profilu relativně k ose koleje (tunel) – 50 měřených bodů – automatické měření	60 s
Doba měření příčného profilu ve 3D	
Interval měření profilů	10 m
Počet bodů v profilu	30
Výsledný měřický výkon	350 m/hod.

Doby měření	
Měření profilu	
Zaměření jednoho bodu profilu	1 s
Automatické zaměření profilu	60 bodů/1 min
Měření parametrů koleje (osa, rozchod, převýšení)	
GRP + TPS	5 s
GRP + GPS	1 s

SUDOP PRAHA a.s.
Olšanská 1a, 130 80 Praha 3

Středisko 204 – inženýringu a geodézie

vedoucí Ing. Roman Čítek

telefon: 267 094 100, e-mail: roman.citek@sudop.cz

Most v km 38,816 trati Lovosice – Česká Lípa

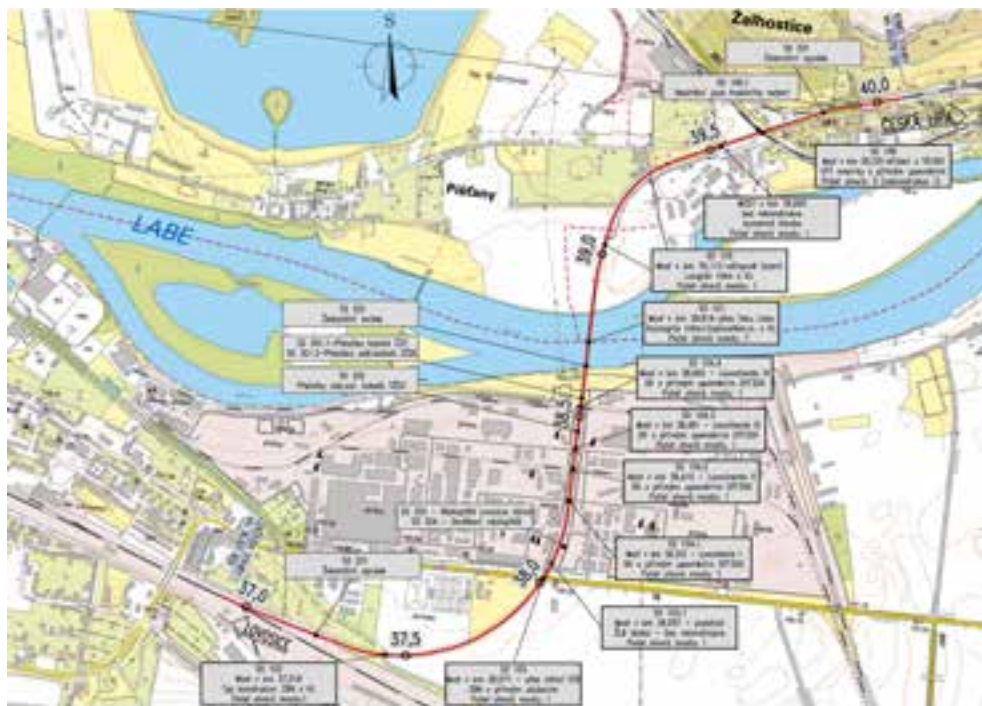
|1

Ing. Libor Marek, Ing. Ondřej Lojík, Ph.D., Ing. Jan Svitavský, TOP CON SERVIS s.r.o.
Vladan Michalík, Bilfinger MCE Slaný, s.r.o.

V roce 2015 proběhla rekonstrukce železničního mostu přes řeku Labe v km 38,816 na trati Lovosice – Česká Lípa. Součástí stavby nebyla pouze přestavba mostu přes Labe, ale šlo o ucelenou rekonstrukci tratě v úseku Lovosice – Žalhostice, na které prošlo rekonstrukcí dalších 9 mostních objektů včetně rekonstrukce nástupiště zastávky Lovosice. Odstraněním nevyhovujících parametrů na mostních objektech a samotná rekonstrukce tratě přinesla zvýšení rychlosti z 50 km/h na 80–90 km/h, což znamená zkrácení jízdních dob v tomto úseku. Ačkoliv se jedná o trať regionální, v dopravní obslužnosti Ústeckého kraje má nezastupitelnou úlohu. Denně po ní jezdí více jak 1100 osob v obou směrech při nasazení více jak 70 vlaků.

1. Územní podmínky

Železniční trať v tomto úseku je jednokolejná neelektrifikovaná a převádí trať ze strany od Lovosic přes potok, silnici E55, podchod pro pěší, 4 otvory v závodě Lovochemie, řeku Labe a její inundaci, účelovou komunikaci, železniční trať a další silnici. Trať leží na katastrálních územích Lovosice, Žalhostice, Píšťany. Délka rekonstrukce tratě byla 3,15 km.



Obr. č. 1: Situace stavby s vyznačením všech stavebních objektů

2. Stav mostu před rekonstrukcí

Železniční kolmý most o sedmi polích. Dvě krajní a dvě koncová pole tvoří nýtovaná ocelová konstrukce s přímopasovými příhradovými hlavními nosníky o rozpětí 26,4 m s dolní prvkovou mostovkou. Střední tři pole tvoří nýtovaná ocelová konstrukce s obloukovým tvarem horních pásů příhradových hlavních nosníků, s dolní prvkovou mostovkou. Rozpětí každé konstrukce činí 74,4 m. Konstrukci spodní stavby mostu představují dvě opěry a šest pilířů. Spodní stavba je po obvodě provedena z tesaného pískovcového kamene, kdy dřík je vyplněn betonem prokládaným lomovým kamenem. Opěry a pilíře mimo řeku jsou založeny plošně na patkách. Pilíře v řece jsou založeny na ocelových kesonech, na kterých je zhotoven betonový základ a kamenný dřík pilíře.



Obr. č. 2, 3: Most v km 38,816 – původní stav – pohled a příčný řez

Stavebně technický stav mostu

Ocelová konstrukce byla značně rzivá. Na konstrukci se místy vyskytovala štěrbinová koroze prutů hloubky 5–15 mm, místy i 40 mm. Některé pruty byly vlivem koroze značně zeslabené, některé styčníkové plechy zcela prorezlé. Celkově byla ocelová nýtovaná konstrukce ve špatném stavu již od 90 let minulého století. Nosná konstrukce byla



jak stářím, tak stavebním stavem, za hranicí své životnosti, její orezivění a opotřebení bylo tak vysoké, že jeho únosnost a přechodnost nedosahovala požadovanou přechodnost vlakové třídy D4/90. Na mostě ve všech polích bylo rovněž nevyhovující prostorové šířkové uspořádání.

3. Nový stav

Spodní stavba

U pilířů P1, P2, P5 a P6 a opěr O1 a O2, které nejsou v korytě řeky, byly z úrovně terénu provedeny sloupky tryskové injektáže. U pilířů P3 a P4, které jsou založeny na kesonech v korytě řeky, byly z úrovně úložného prahu provedeny injektované předpjaté kotevní tyče, které společně s injektáží z organicko-minerální pryskyřice posílily tyto pilíře pro zvýšené zatížení dopravou a přitížení od mostu z průběžným kolejovým ložem. Na opěrách a pilířích byly odbourány úložné prahy včetně závěrných zídek. Na jejich

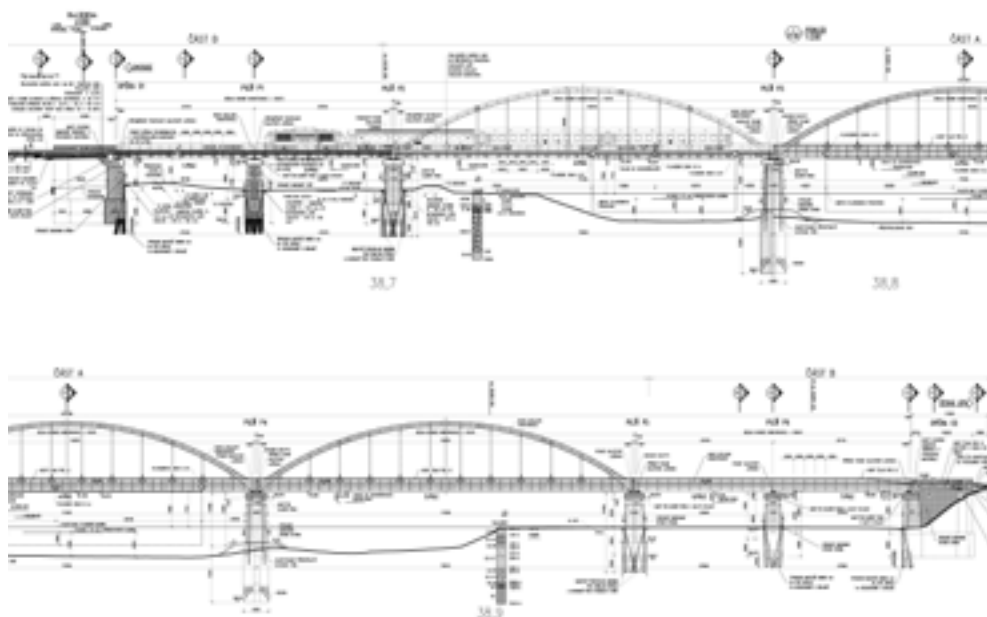
místě byly vybudovány nové úložné ŽB prahy, které jsou přizpůsobeny novému tvaru a zatížení nosných konstrukcí.

Nosná konstrukce 1., 2. pole a 6., 7. pole:

Nosná konstrukce je celosvařovaná ocelová konstrukce s plnostěnnými hlavními nosníky s dolní ortotropní mostovkou. Ze statického hlediska se jedná o dvě spojitě konstrukce o dvou polích. Rozpětí konstrukcí činí 27,17 + 27,07 m. Hlavní nosník má konstantní výšku a činí 2,5 m.

Nosná konstrukce 3., 4. a 5. pole:

Nosná konstrukce je celosvařovaná ocelová konstrukce s tuhými trémovými hlavními nosníky, vyztuženými oblouky se svislými závěsy (tzv. Langerův trém). Konstrukce má dolní ortotropní mostovkou. Ze statického hlediska se jedná o 3 prostá pole s rozpětím 74,37 m. Trém hlavního nosníku je svařovaný I-nosník výšky 2,5 m, s obloukem uzavřeného komorového průřezu. Vzepětí oblouku činí cca 12,3 m. Svislé závěsy byly navrženy z plných kruhových tyčí Ø110 mm vevářených do styčnickových plechů. Vzdálenost hlavních nosníků je 6,050 m. Mostovku představuje obdobně jako u ostatních polí ocelový žlab kolejového lože, navrženy jako ortotropní konstrukce s příčnicí a s podélnými výztuhami. Podélné výztuhy jsou vedeny v osové vzdálenosti 460 mm, příčné výztuhy sledují pravidelný modul 2,010 m. Hmotnost NOK 1534 t (4,56 t/bm).

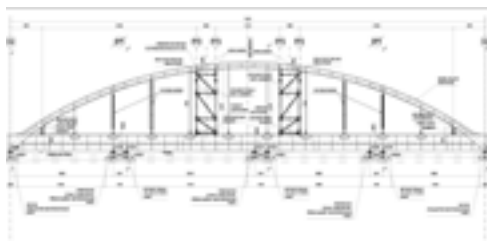
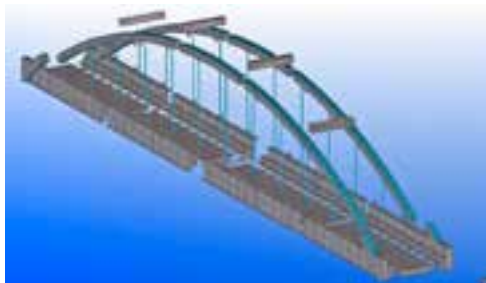


Obr. č. 4: Most v km 38,816 – nový stav – podélný řez

Železniční svršek na mostě a nejbližším předmostí je ve složení: kolejnice 49E1 na podkladnicích s pružnou svrkou Skl24, upevněných k dřevěným pralcům, průběžné šterkové lože.

4. Technologie provádění rekonstrukce mostu

Zhotovitel ocelové konstrukce mostních polí 3, 4 a 5 (Bilfinger MCE Slaný s.r.o.) zvolil odlišný způsob demontáže a montáže mostu přes Labe než byl v zadávací dokumentaci stavby. Ve svém návrhu čerpal ze svých zkušeností s obdobnými mostními konstrukcemi, které zaplavoval v Evropě v nedávné době. V prostoru inundace řeky, mezi korytem řeky a protipovodňovou ochranou závodu Lovochemie, zřídil podélnou montážní plošinu s portálovým jeřábem, který sloužil k montáži a demontáži všech mostních polí č. 3, 4 a 5. Montážní plocha byla rozdělena na 3 základní části. Oblast kompletace NOK (obsluhovaná portálovým jeřábem), oblast skladování kompletních NOK a oblast nakládky resp. vykládky NOK a SOK na pontonové soulodí. Všechny tři oblasti byly propojeny příčnými drahami, umožňující posun jednotlivých polí v příčném směru.



Obr. č. 6, 7: Schéma montážních dílců mostu a podepření oblouku pro montáž a zaplavení

Montáž nosných konstrukcí byla provedena z dílců hlavního nosníku děleného na 4 sekce, mezi které pak byly následně vkládány dílce mostovkové. Oblouky byly vyztuženy pomocnými věžemi z inventárních dílců osazených přímo na horní pásnice hlavních nosníků. Tyto věže sloužily jako podpěry pro svaření oblouku do jednoho celku a následně plnily funkci montážního podepření mostu při zaplavení.



Obr. č. 8: Montážní a odstavná plocha zařízení staveniště mezi břehem řeky Labe a protipovodňovou ochranou závodu Lovosice

Plocha pro nakládání NOK a odložení SOK byla zbudována na břehu řeky Labe a skládala se z ploch pro zvedací věže a vyhloubené laguny pro zajištění pontonového soulodí pod mostní pole. Laguna byla ochráněna štetovnicovou stěnou. Soulodí bylo zřízeno

ze dvou plovoucích pontonů o nosnosti 500 t délky cca 19 m a šířce cca 8 m, které byly pevně spojeny ve vzdálenosti 14 m. Každý ponton byl doplněn o 2 příčné ocelové přepážky, které vnitřní prostor pontonu rozdělily na třetiny. Ve střední části byly postaveny podpěry PIŽMO, krajní pak sloužily pro vodní balast, kterým byl regulován ponor soulodí s maximálním zanořením 50 cm. Pomocné podpěry, postavené v pontonu, byly příčně spojeny IP nosníky, čímž došlo k pevnému propojení obou lodí. PIŽMO věže byly vystavěny do výšky cca 7m a společně zavětrovány. Pro transport konstrukcí po řece byly pontony doplněny o 2 tlačné čluny.



Obr. č. 9: Dočasný přístav (laguna) včetně zvedacích věží pro zavážení mostních polí

SOK pro takový přesun musela být doplněna o dočasné podpěry postavené do vnitřního prostoru mostu (obdobně jako NOK), které přenášely zatížení od změny statické soustavy konstrukce při podepření na soulodí. Mostní pole byla postupně odvážena do laguny, kde byla zavěšena na vysokopevnostní tyče na zvedací věže, pontony byly napuštěny vodou, čímž došlo k ponoření soulodí a konstrukce zůstala viset na závěsech. Soulodí vycouvalo z laguny a SOK byla spuštěna na příčné dráhy. Následoval příčný přesun celé SOK pod portálový jeřáb. V jeden okamžik zde stály vedle sebe 3 x NOK a 3x SOK.



Obr. č. 10: Přesun SOK na pontonovém soulodí

Po ukončení demontáže SOK (rozpálení na přepravitelné kusy a odvoz z prostoru staveniště) byly jednotlivé mostní pole NOK příčně přesunuty do zvedacích věží, kde bylo zvednuty o 4 m. Následovalo najetí pontonového soulodí pod tuto konstrukci a její naložení a zaplavení do mostního otvoru, kde byla spuštěna na pilíře napuštěním vody do komor soulodí. Postup byl pro všechny tři pole stejný. Pole byla zaplavována přibližně v konečné výšce tzn., že na soulodí již nedocházelo k výrazným výškovým změnám konstrukce. Výšky se redukovaly již pouze napouštěním a vypouštěním vody do komor soulodí. Výška plavební hladiny byla příznivě regulována i nedalekým jezem, který umožňoval až 20 cm rozdíl plavebních hladin.



Obr. č. 11: Přesun NOK na pontonovém soulodí s vyztužením oblouku

Po zaplavení všech mostních polí následovalo uložení konstrukce na ložiska, osazení dilatačních závěrů, provedení stříkané hydroizolace, dokončení finálních nátěrů OK, osazení plavebních znaků, radarových odražečů a montáž VTL plynovodu.

Ve stínu velkých manévřů na řece Labi probíhala montáž nových ocelových konstrukcí inundačních polí na obou stranách řeky. Montážní dílce byly svařeny na pomocných podpěrách mimo osu mostu a po úpravě uloženy na opěrách a pilířích byly konstrukce příčně přesunuty do otvoru. Zhotovitel těchto prací byla dceřiná firma SMP CZ

5. Závěr

Stavba byla financována za podpory EU z Operačního programu doprava I. Navržený rozsah výluky v trvání 90 dní souvisel zejména s nezbytným časem na rekonstrukci tohoto mostu, ale vzhledem k tomu, že se v této výluce rekonstruovala dotčená trať s dalšími mostními objekty, jednalo se o náročnou koordinaci jednotlivých stavebních postupů, protože přístup k mostu přes Labe byl komplikovaný a rozsah montáže a demontáže ocelových konstrukcí byl svým způsobem a rozsahem v našich podmínkách ojedinělý.

Stará dožilá konstrukce byla nahrazena novou, se šterkovým ložem a bezstykovou kolejí, s požadovanou nosností, životností, prostorovou průchodností a traťovou rychlostí.

6. Hlavními účastníky rekonstrukce mostu byli:

Investor: SŽDC, s.o., Stavební správa západ

Správce objektu: SŽDC, s.o., Oblastní ředitelství Ústí nad Labem

Projekt stavby: TOP CON SERVIS s.r.o., Prodin a.s., SUDOP BRNO, spol. s r.o.

Zhotovitel stavby: Společnost ve sdružení

SMP CZ, a.s.

Bilfinger MCE Slaný s.r.o.

Chládek & Tintěra, a.s.

HaBau CZ s.r.o.



Obr. č. 12: Dokončovací práce - finální náěr mostu



Obr. č. 13: Pohled mostem při průjezdu vlakem



Obr. č. 14: Pohled na hotové mostní pole přes Labe



INFRAM

**SILNIČNÍ, ŽELEZNIČNÍ
A INŽENÝRSKÉ STAVBY**

POZEMNÍ STAVBY A INVESTIČNÍ CELKY

**EKOLOGICKÉ
A VODOHOSPODÁŘSKÉ STAVBY**

SANACE BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

**Společnost INFRAM a.s.
vznikla v srpnu roku 1996.**

**Nabízí mnohostranné profesionální služby
související s přípravou a zajištěním realizace
prací doprovázejících stavební investiční činnost.**

INFRAM a.s. podniká v následujících oborech:

- inženýrská činnost
- projektová činnost
- provádění staveb včetně jejich změn,
- údržovacích prací na nich
- a jejich odstraňování
- obstaravatelská činnost
- školicí činnost
- konzultační činnost
- vydavatelská činnost
- zprostředkovatelská činnost
- výzkum a vývoj
- činnost podnikatelských,
- finančních, organizačních
- a ekonomických poradců
- činnost technických poradců
- poskytování služeb v oblasti bezpečnosti
- a ochrany zdraví při práci
- geologické práce

Rekonstrukce mostu přes řeku Labe v km 38,816 trati Lovosice – Česká Lípa

|2

Bc. Marcel Návojský, SMP CZ, a.s.

1. Úvod

Naše firma vyhrála ke konci roku 2014 rekonstrukci trati Lovosice-Česká Lípa. Tuto zakázku vyhrála ve sdružení firem Bilfinger MCE Slaný, Chládek & Tintěra a Habau, kde vystupovala naše firma jako vedoucí sdružení. Na této tříkilometrové trati probíhala rekonstrukce železničního svršku, spodku, zabezpečovacích zařízení a celkem deseti mostů. Z těchto deseti mostů jsme rekonstruovali celkem dva mosty a v tomto článku budu popisovat rekonstrukci mostu přes Labe, který byl stěžejním mostem na této trati. Investorem zakázky je státní organizace Správa železniční a dopravní cesty. Důvodem rekonstrukce je špatný stavebně-technický stav a zvýšení rychlosti na této regionální trati místy až na 90 km/h.

2. Charakteristika mostu

Železniční kolmý most o sedmi polích. Dvě krajní a dvě koncová pole tvoří nýtovaná ocelová konstrukce s přímopasovými příhradovými hlavními nosníky o rozpětí 26,4 m s dolní prvkovou mostovkou. Střední tři pole tvoří nýtovaná ocelová konstrukce s obloukovým tvarem horních pásů příhradových hlavních nosníků, s dolní prvkovou mostovkou. Rozpětí každé konstrukce činí 74,4 m, délka přemostění 336,2 m.

Konstrukci spodní stavby mostu představují dvě opěry a šest pilířů. Spodní stavba je po obvodě provedena z tesaného pískovcového kamene, kdy dřík je vyplněn betonem prokládaným lomovým kamenem. U pilířů v korytě řeky je v několika úrovních provedeno kamenné jednořadé provázání celého pilíře.

Opěry jsou založeny plošně na patkách hloubky až 5 m pod úroveň terénu. Pilíře mimo koryto řeky jsou založeny plošně na základech, které byly vybetonovány do výkopu hloubky 3,5 až 5 m, paženého dřevěnými štětovicemi. Pilíře v řece jsou založeny na ocelových kesonech, na kterých je zhotoven betonový základ a dřík pilíře.

3. Technický stav stávající konstrukce mostu přes Labe

Spodní stavba byla sanována v roce 1994, 2005 a 2013. Při sanaci došlo k očištění pískovcových kamenů a k hloubkovému přespárování kamenného zdiva. V r. 2005 a 2013 byly pilíře dodatečně proinjektovány.

Nosná ocelová nýtovaná konstrukce byla značně rezavá, ve špatném stavu již od 90. let minulého století a byla jak stářím, tak stavebním stavem, za hranicí své životnosti a nedosahovala tak požadované přechodnosti vlakové třídy D4/90. Na mostě ve všech polích bylo rovněž nevyhovující prostorové šířkové uspořádání.

Předmětem stavby byla rekonstrukce nosné konstrukce a v nezbytném rozsahu rekonstrukce spodní stavby, přechodů do tratě a železničního svršku.

4. Nová nosná konstrukce

Nosná konstrukce je navržena jako celosvařovaná ocelová konstrukce s tuhými trámovými hlavními nosníky, vyztuženými oblouky se svislými závěsy (tzv. Langerův trám). Konstrukce je navržena s dolní ortotropní mostovkou. Ze statického hlediska se jedná o 3 prostá pole s rozpětím 74,37 m. V inundačním území tvoří nosnou konstrukci 55,0 m dlouhý plnostěnný spojitý nosník s dolní ortotropní deskou.

Trám hlavních nosníků je svařovaný I-nosník výšky 2,5 m, s obloukem uzavřeného komorového průřezu. Vzepětí oblouku činí cca 12,3 m. Svislé závěsy byly navrženy z plných kruhových tyčí Ø110 mm vyvařených do styčnickových plechů. Vzdálenost hlavních nosníků je 6,050 m.

Mostovku představuje ocelový žlab kolejového lože, navrženy jako ortotropní konstrukce s příčnicí a podélnými výztuhami. Podélné výztuhy jsou vedeny v osové vzdálenosti 460 mm, příčné výztuhy sledují pravidelný modul 2,010 m.

5. Realizace rekonstrukce

Rekonstrukce mostu přes Labe spočívala v odstranění stávající ocelové nosné konstrukce (7 polí o celkové délce 336 m), odbourání úložných prahů, zesílení pilířů v řece předepnutými tyčemi, zvýšení únosnosti podloží pilířů tryskovou injektáží, vybudování nových úložných prahů, osazení nové ocelové konstrukce a nový železniční svršek. Kompletní rekonstrukce byla prováděna ve výluce s celkovou dobou 3 měsíce.

5.1. Přípravné práce před zahájením výluky

Před zahájením výluky bylo nutné pro demontáž a montáž nosných ocelových konstrukcí pomocí soulodí vytvořit zářezy do břehů pro zaplutí lodí pro naložení ocelových konstrukcí a pro uložení krajních nosných ocelových konstrukcí, tak aby soulodí mohlo zaplout do osy polí. Z břehů řeky Labe bylo tedy nutné odtěžení na 4 000 m³ zeminy a následně dočištění dna a získání dostatečné ponorné hloubky i mimo plavební kanál provedením odtěžení dna podvodním bagrem. Jako zajištění proti rozplavení dočasných břehů sloužilo přes 600 m² štetovnic.

Montáž obloukových ocelových konstrukcí na předmontážní ploše vyžadovala provedení dočasných základových desek pro uložení jednotlivých dílců nosné konstrukce a umožnění její dodatečné svařování na místě staveniště. Tato technologie vyžadovala také provedení dočasné jeřábové dráhy pro portálový jeřáb a základové desky pro postavení krokového jeřábu. Tento jeřáb byl umístěn na břehu Labe a sloužil pro nadzvednutí ocelových konstrukcí nad nákladní loď pomocí dutých hydraulických lisů a vysokopevnostních tyčí.

Demontáž a montáž obloukové nosné konstrukce přes Labe se provádělo zaplavováním 2 nákladních lodí, každé o nosnosti 500 t. Do obou těchto lodí bylo smontováno 180 t podpěrné konstrukce typu PIŽMO pro zajištění dostatečného rovnoměrného roznesení zatížení na celou spodní konstrukci lodi, tak aby nemohlo dojít k propíchnutí ocelového opláštění.



Obr. č. 1: Výstavba základových patek a jeřábové dráhy



Obr. č. 2: Staveništní přístav - beranění štětovnic

5.2. Práce ve výluce

Montáž tří obloukových konstrukcí probíhala v inundačním území Labe pomocí portálového jeřábu. Zhotovení tří obloukových konstrukcí jedné o hmotnosti 420 t zajišťovala pro sdružení fa Bilfinger MCE Slaný. Po kompletním dokončení montáže nosné konstrukce včetně hydroizolace a provedení protikoroze ochrany proběhlo příčné přesunutí průměrně 44 m na ocelových válcovaných nosnících IPE1000 z předmontážní plochy pomocí hydrauliky nad staveništní přístav, následně, aby pod konstrukci mohlo zaplout soulodí, byla konstrukce svisle 4,5 m nadzvedávána opět pomocí hyd-

rauliky a vysokopevnostních tyčí na krokovém jeřábu do úrovně pro uložení konstrukcí na soulodí. Po zaplutí soulodí pod ocelovou konstrukcí a přesném vyrektifikování lodí do přesné polohy mohlo proběhnout odčerpávání vody ze soulodí, následovalo zvedání soulodí a tím nadzvednutí nové ocelové konstrukce. Takto musela být odčerpána minimálně stejná hmotnost vody jako hmotnost zvedaných konstrukcí. V případě nové ocelové konstrukce činila kubatura vody celkem přes 420 000 litrů, nová konstrukce vážila 420 t a podpěrná a montážní konstrukce dalších 180 t – tato konstrukce byla trvale převážena na soulodí.

Před osazením nové ocelové konstrukce na pilíře, bylo nutné jejich zesílení a to provedením tryskové injektáže podzákladí, odbourání stávajících úložných prahů a vybudování nových úložných prahů. Bourací práce úložných prahů byly zahájeny ihned po snesení starých ocelových konstrukcí. Veškeré bourací práce byly realizovány kolovými a pásovými bagry. Na pilířích v řece nemohlo být provedeno zesílení podzákladí pomocí tryskové injektáže ze důvodů založení těchto pilířů na kesonech a tak projektant přistoupil k zesílení těchto pilířů předepnutými vysokopevnostními tyčemi vrtanými svisle po obvodu pilíře v místě zděných pískovcových kvádrů. Toto zesílení vnáší do pilíře tlakovou sílu a mělo by zamezit rozevírání spár jednotlivých pískovcových kvádrů. Provedení těchto vrtů bylo dosti komplikované, jelikož se jednalo o vrty průměru 86 mm, délky 13,1 m, 40 vrtů, celkem se tedy jednalo o 524 bm vrtu a realizaci bylo nutné provést v deseti dnech vč. zainjektování a předepnutí. Přitom do této realizace vstupovalo četné množství proměnlivých faktorů. U rekonstrukcí tohoto typu nebyla přesně známá skladba materiálů v pilíři, přesná hloubka kesonu, pórovitost pilíře... Tyto všechny faktory ovlivnily volbu technologie provádění, složení vrtací korunky, počet vrtných sestav a také dobu realizace. Pro realizaci vrtů byla zvolena šetrná technologie tzv. hlubinného vrtání, což se ukázalo jako správná volba. Následovaly armovací a tesařské práce na úložných prazích. Betonáž těchto prahů v řece musela být zajištěna přečerpáním betonu, jelikož vzdálenost úložných prahů od břehu byla přes 65 m – tímto maximálním dosahem nedisponuje žádná z běžně dostupných betonpump. Museli jsme tedy přistoupit k provedením přečerpáním. Jedna betonpumpa musela být ukotvena na plovoucím pontonu, který byl kotven pomocí ocelových lan k nejbližším pilířům. Během 28 dní bylo provedeno 8 nových úložných prahů, uložení 80 tun vázané výztuže a přes 330 m³ betonu. Veškeré práce na dvou návodních pilířích byly prováděny z pracovních pontonů. Pilíře obsluhovaly mobilní jeřáby, který byly umístěny na těchto pontonech a dopravu materiálu zajišťovala jen lodní doprava. Po dokončení úložných prahů, ložiskových bloků a montáži ložisek mohlo být provedeno osazení nových ocelových konstrukcí. Následovaly práce na železničním svršku, které realizovala fy. Chládek & Tintěra. Následně jsme mohly naše mosty podrobit zatěžovací zkouškou a to ve složení zatěžovacích břemen kolejového jeřábu EDK 750 a parní lokomotivy 475.11 včetně tendru s celkovou hmotností břemen 307 t.



Obr. č. 3: Demontáž nosné konstrukce - 4. pole



Obr. č. 4: Uložení 6 ks nosných ocelových konstrukcí na předmontážní ploše



Obr. č. 5: Betonáž úložného prahu návodního pilíře



Obr. č. 6: Montáž nové ocelové konstrukce pole č. 5



Obr. č. 7: Montáž poslední ocelové konstrukce pole č. 4



Obr. č. 8: Zatěžovací zkouška



Obr. č. 9: Zatěžovací zkouška-parní lokomotiva



Obr. č. 10: Likvidace předmontážní plochy

5.3. Práce po výluce

Po dokončení montáže nových ocelových konstrukcí následovalo navrácení veškerých značně upravených ploch a břehů do původního stavu. Tou nejrazantnější úpravou bylo provedení opětovného odláždění břehů, odbourání veškerých dočasných železobetonových konstrukcí a terénní úpravy. Zkušební provoz trati byl zahájen začátkem listopadu, kompletní rekonstrukce bude dokončena do konce ledna 2016. Po dokončení opevnění břehů a terénních úprav bude toto technicky zajímavé dílo úspěšně dokončeno.

6. Závěr

Tato zakázka přinesla naší firmě značné zkušenosti. Během realizace bylo nutné zajištění změny technologie montáže z důvodů časových úspor a zajištění souhlasných stanovisek od všech dotčených orgánů – Povodí Labe, Státní plavební správa, Ředitelství vodních cest, majitelé pozemků. Veškerá předmontáž konstrukcí byla realizována v průmyslovém areálu společnosti Lovochemie. Bylo nutné podřídit se také pravidlům této organizace. Během realizace bylo nutné dořešení některých komplikací, se kterými se naše divize běžně nesetkává typu – odtěžení dna pro získání dostatečné hloubky pro zaplutí soulodí, ubourání betonových konstrukcí pod vodou, montáž plynovodního potrubí z pontonů, montáž nosných konstrukcí poblíž VVN.

Leica Nova MS50

Robotická totální stanice a 3D laserový skener v jednom přístroji

Technologie:

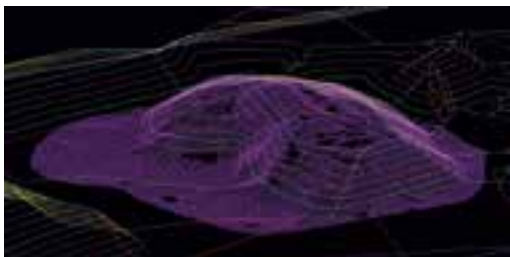
- mergeTECH: integrované 3D skenování v totální stanici s rychlostí až 1000 b/s do 300 m,
- dosah skenování až 1000 m, milimetrová přesnost skenování,
- super rychlý bezhranový dálkoměr R2000 s dosahem až 2000 m,
- 2 kamery: 20 Hz širokoúhlá pro asistenci měření a pořizování panoramatických obrázků, teleskopická v ose dalekohledu, automatické ostření kamery a dalekohledu na jedno tlačítko,
- odolnost proti prachu a vodě IP65,
- automatické zpracování 3D mračen bodů v totální stanici: registrace, 3D interaktivní prohlížeč, modelování povrchů a výpočty kubatur,
- ultra-dynamická automatizace: absolutně tiché a velmi rychlé keramické piezo-motory s velmi dlouhým servisním intervalem, PowerSearch.



Leica Infinity

kancelářský software pro správu dat ze systému Leica Nova

- import a správa dat z přístrojů
- správa a exporty naskenovaných mračen bodů
- modul pro výpočty povrchů a kubatur z mračen bodů



Technické specifikace:

ÚHLOVÁ PŘESNOST		
Přesnost Hz, V	1 "(0,3 mgon)	
MĚŘENÍ DÉLEK		
Dosah	Na hranol	1,5 m až > 10 000 m
	Bez hranolu	1,5 m až 2 000 m
Přesnost / doba měření	Hranol	1 mm + 1,5 ppm / 1,5 s
	Bez hranolu	2 mm + 2 ppm / 1,5 s
SKENOVÁNÍ		
Max. dosah / Šum měření	250 Hz	400 m / 0,8 mm @ 50 m
Vizualizace 3D mračna přímo na displeji přístroje		
IMAGING		
Přehledová a teleskopická kamera	Senzor	5 Mpix CMOS
	Zorné pole	19,4° / 1,5°
MOTORIZACE		
Motory s Piezo technologií		
AUTOMATICKÉ CÍLENÍ (ATR)		
Dosah ATR / Lock	Kruhový hranol	až 1 000 m / 800 m
	360° hranol	až 800 m / 600 m
Přesnost	Hz, V	1" (0,3 mgon)
POWERSEARCH		
Dosah / Rychlost	360° hranol (GRZ4, GRZ 122)	300 m / typ. 5x
OBEZNÁ		
Displej a klávesnice	VGA, barevný, dotykový v obou polohách	36 kláves, podsvícení
Funkce	3x nekonečné ustanovky, 1x ostření, 2x automatické ostření, uživatelsky definované měřicí tlačítka	
Napájení	7 - 9 hodin (Li-Ion)	
Paměť	Vnitřní 1 GB	SD karta až 8 GB
Váha	7,6 kg včetně baterie	
Odolnost	Pracovní teplota	-20 °C až +50 °C
	Prach a voda (IEC 60529) / Déšť	Ip65



SUDOP PRAHA a.s.
Olšanská 1a, 130 80 Praha 3
Středisko 204 inženýringu a geodézie
Vedoucí střediska: Ing. Roman Čítek
tel.: 267 094 100, e-mail: roman.citek@sudop.cz

Rekonstrukce mostu v km 38,816 trati Lovosice – Česká Lípa

|3

Martin Ušala, DiS., SŽDC, s.o.

Jedná se o další významnou stavbu, kde je investorem Správa železniční dopravní cesty, státní organizace (SŽDC) a která je spolufinancována Evropskou unií z Fondu soudržnosti v rámci Operačního programu Doprava.

Pohled HIS a TDS na celkové provádění stavby od veřejné obchodní soutěže až po zavedení zkušebního provozu:

Technické údaje o stavbě a rozsahu stavby jsou uvedené ve sborníku u projektanta stavby, kterým je Ing. Libor Marek s projekční kanceláře TOP CON SERVIS s.r.o.

Stavba „Rekonstrukce mostu v km 38,816 trati Lovosice – Česká Lípa“ je spolufinancována v rámci Operačního programu Doprava z Fondu soudržnosti Evropské unie. Národní zdroje poskytl Státní fond dopravní infrastruktury. Celkové investiční náklady stavby jsou 322 322 000 Kč.

Realizace stavby

Realizace stavby byla po výběrovém řízení zadána sdružení čtyř firem pod názvem „Společnost most Lovosice – Česká Lípa“ správce/společník 1 SMP CZ, a.s., společník 2 Chládek & Tintěra, a.s., společník 3 HABAU CZ s.r.o., společník 4 Bilfinger MCE Slaný s.r.o.

Výluka byla naplánována v období od 1. 7. do 29. 9. 2015. Tento termín byl změněn na základě aktualizace záměru projektu a v souvislosti s průběhem VOS, s následným posunem uzavření SoD (18. 02. 2015) a s termínem zahájení výluky (z 01. 07. na 01. 08. 2015). Tímto se realizace stavby posunula o jeden měsíc. Ukončení výluky bylo naplánováno 29. 10. 2015. Po ukončení výluky byl zahájen zkušební provoz. Závěrečné práce budou dokončeny (mimo most) do konce května 2016.

V 2/2015 – 08/2015 proběhly přípravné práce, zpracování výrobní technické dokumentace ocelových konstrukcí, zpracování technologických postupů, vytyčování inženýrských sítí, předání staveniště zhotovitelům, zřízení staveniště, koordináční jednání o použitých technologiích pro dodržení termínu ukončení výluky a celé výstavby.

Po dobu nepřetržité výluky byla pro cestující zavedena náhradní autobusová přeprava. Během výluky byl snesen železniční svršek na rekonstruovaných mostech a předpolí, bylo odtěženo šterkového lože, odstraněny kabely a následně byly pomocí silničních a kolejových jeřábů sneseny původní ocelové konstrukce na sousedních SO. SO 101 most přes řeku Labe byl snášen pomocí soulodí, které popsal projektant a zhotovitel v předchozím příspěvku ve sborníku. Na jednotlivých mostech proběhla sanace pilířů a částí opěr, vrtání mikropilot, betonáž nových úložných prahů opěr a po dalších technologických postupech došlo k uložení nových mostních konstrukcí pomocí silničních jeřábů a soulodí. Na předepsaných mostech byla provedena zatěžovací zkouška a následně dokončena i hlavní prohlídka. Následovalo zašterkování a zřízení nového železničního svršku, dokončení úprav železničního tělesa a podbití do požadované výšky, kabelové trasy pro dálkové ovládání proběhly v souladu s plánem pro zhotovení těchto prací.

V roce 2015 bylo realizováno mnoho staveb najednou, což přineslo obtíže při uplatňování standardních požadavků objednatele. Jednou ze staveb je Rekonstrukce mostu v km 36,816 trati Lovosice – Česká Lípa.

Tato stavba si vynutilo řadu alternativních řešení. Například při výrobě ocelových konstrukcí zhotovitel vyzval na dílenské přejímky objednatele s jeho týmem pracovníků a výsledkem nebylo převzetí jednotlivých dílů, ale opětovná návštěva objednatele.

Chyby při dílenských přejímkách byly většinou: nekompletnost v dokladové části, nepřipravenost v samotné dílně a předpoklad, že objednatel vše převezme a povolí další postup. Což mu bylo v začátku vytýkáno, následně proběhlo několik zmařených přejímk, ke kterým se objednatel musel opětovně vracet. Postupem času jak jednotlivých staveb přibývalo, dostával se zhotovitel do časového deficitu a přejímky proběhly i v tom duchu, že bylo dílo podmíněčně převzato s tím, že se to na montážní základně dokončí – což nebyl správně zvolený postup – neboť zhotovitel zpravidla svůj smluvní závazek nesplnil.

Na montážní základně při svařování probíhaly kolikrát práce i bez vedoucích pracovníků a to byla další chyba, při které vznikla spousta vad či nedodělků a porušování TP, které se musely následně opravovat. Na tyto chyby vždy objednatel upozornil zápisem do stavebního deníku, zejména na kontrolních dnech stavby.

Zhotovitel při snášení SOK pomocí soulodí žádal několikrát Státní plavební správu (SPS) o zastavení plavebního provozu a bylo mu vyhověno, i když žádosti posílal po termínu. Zhotovitel nerespektoval základní pravidla SPS, na které byl vždy v dostatečném čase upozorněn na kontrolních dnech, jak od objednatele, tak i SPS. Zhotovitel několikrát nevyužil celodenní zastavení plavebního provozu pro naplánované stavební postupy a ani tuto skutečnost neoznámil SPS a objednateli. Došlo ke zbytečnému omezení provozovatelů plavby.

Tyto chyby se opakovaly i při ostatních stavebních činnostech na mostě. Výsledkem je zápis z hlavní prohlídky mostů SO 101 Most v km 38,816 – přes řeku Labe a SO 105 SO 105 Most v km 39,112 – zátopové území Labe.

Příčinou těchto chyb je především špatný přístup zhotovitele k realizaci stavby, zejména v nedostatečné koordinaci prací mezi podzhotoviteli, v nedostatečném počtu vedoucích pracovníků při prováděných pracích, ve větším počtu podzhotovitelů na jedné stavbě, kdy dochází k osočování podzhotovitelů mezi sebou za vinu u chyb při realizaci, v časové tísní zhotovitele při realizaci souběžných staveb, které jsou i ve větších dojezdových vzdálenostech po celé ČR atd.

Výsledkem všeho bylo, že projektant, správce objektu, vedoucí hlavní prohlídky i zástupce objednatele museli svoji práci směřovat i do pozdních odpoledních hodin, víkendů a svátků, aby podchytili co nejvíce problémových míst při provádění prací.

Zkušební provoz na Rekonstrukce mostu v km 36,816 trati Lovosice – Česká Lípa byl zaveden Drážním úřadem dne 9. 11. 2015 od 15:33.

Konstatuji, že stavba byla náročná, jak pro vlastní zhotovitele, tak i pro všechny zúčastněné (projektanta, správce objektu, vedoucí hlavní prohlídky i zástupce objednatele). Proto chci všem poděkovat za práci před vlastní realizací i při realizaci stavby.



Foto mostu v km 38,816 pole č. 3; 4; 5 SOK a NOK na pravém břehu řeky Labe

NABÍZÍME PRODUKT I TECHNICKÉ ŘEŠENÍ

- ✓ OCELOVÉ TROUBY Hel-Cor Ø 300÷3600 mm KE STAVBĚ A SANACI SILNIČNÍCH A ŽELEZNIČNÍCH PROPUSTKŮ
- ✓ OCELOVÉ TROUBY Hel-Cor PA TLAMOVÉHO PROFILU KE STAVBĚ A SANACI SILNIČNÍCH A ŽELEZNIČNÍCH PROPUSTKŮ
- ✓ FLEXIBILNÍ KONSTRUKCE Multi-Plate MP200 PRO STAVBU A SANACI PROPUSTKŮ A MOSTŮ DO ROZPĚTÍ 12 m
- ✓ FLEXIBILNÍ KONSTRUKCE Super Cor PRO STAVBU A SANACI MOSTŮ DO ROZPĚTÍ 25 m



km 13,545 trati Chuchelná – Kravaře ve Slezku (Bolatice)
Multi – Plate 9,96m x 6,20m



Svitavy
Multi – Plate 3,80m x 3,80m



km 29,272 TÚ 0861 Děčín hl.n. – Jedlová
Super Cor 9,27m x 3,18m



Skokowa, PL – trať E-59 hr. ČR Bohumín/Chalupki - Štětín
Super Cor 16,00m x 6,67m



Žamberk
Hel-Cor Trenchcoat PA 1,62m x 1,1m



km 34,224 trati Svitavy–Žďárec u Skutče
Hel-Cor Trenchcoat DN800

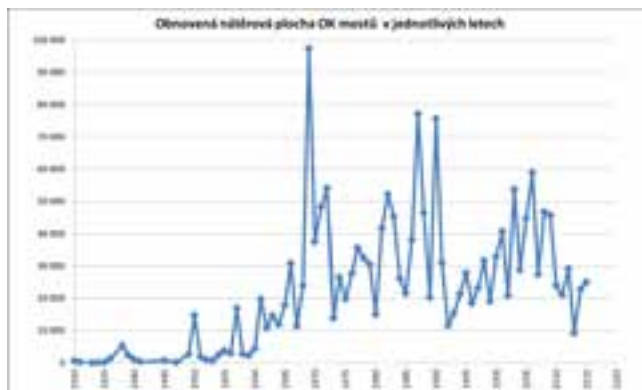


Polepy - trať Všetaty – Děčín
Hel-Cor Trenchcoat DN600

Ing. Milan Kučera, SŽDC s.o.

SŽDC s.o., jako správce železniční infrastruktury, spravuje značné množství ocelových konstrukcí. Jen ocelových mostů je kolem 1 700, v nich je zabudováno 2 240 ocelových, 208 spřažených ocelobetonových konstrukcí. Z celkového počtu mostních konstrukcí je to 23 %. Nátěrová plocha těchto konstrukcí dosahuje 2,5 milionu metrů čtverečních. Ocelové je i zábradlí, kterého SŽDC spravuje přes 300 km. Nátěrová plocha dalších ocelových konstrukcí, jako jsou stožáry TV, osvětlovací věže, návěsní lávky, krakorce, ocelové části PHS a zastřešení nástupišť, různé přístřešky a haly přesně evidována není. V důsledku investiční výstavby každý rok počet ocelových konstrukcí narůstá a další konstrukce přibudou v rámci převodu budov a nádraží.

O tyto konstrukce je potřeba se také s péčí správného hospodáře postarat. Největší nepřítel ocelových konstrukcí je koroze. Pro omezení účinků koroze je ocelové konstrukce nutno trvale chránit. Péče o protikorozní ochranu nespočívá jen v jejím jednorázovém zřízení v požadované kvalitě. Proces záchovné péče musí probíhat kontinuálně, po celou dobu očekávané životnosti. Pokud budeme uvažovat životnost PKO například 30 let, mělo by každé OŘ obnovit přes 15 000 m² nátěrů ročně, tak aby byl udržen alespoň stávající stav. Průměrná plocha obnovy PKO mostů za všech sedm OŘ od roku 2000 je kolem 30 000 m². Část ale tvoří nové mosty, zejména velké mosty typu Parník, Děčín nebo Sudoměřice. Kolik se v kterém roce obnovilo PKO a hlavně zapsalo do evidenčního systému je patrné z grafu na obrázku č. 1. Naštěstí u nových mostů se provádí dnes většina PKO kombinovanou protikorozní ochranou s kovovými povlaky, tedy metalizací s následnými nátěry. Životnost kombinovaných povlaků se významně, zásluhou synergického efektu, prodlužuje.



Obrázek č.1

Plně spokojeni ale nemůžeme být se systémem údržby protikorozní ochrany. Předpis SŽDC S5/4 Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí, zná celkem 4 stupně údržby protikorozní ochrany: obnovu, celkovou opravu, místní opravu a provozní čištění. V praxi se kromě obnovy s ostatními stupni údržby běžně nesetkáváme. Jednou z příčin, podle mého názoru, je vyčlenění údržby činnosti z hlavní činnosti firmy.

Nicméně obecně se situace v oblasti stavebního stavu mostů a jejich protikorozi ochrany postupně zlepšuje. Každý rok se podaří několik ocelových mostů natřít a prodloužit tak jejich životnost. Problém však nastává, pokud most svojí velikostí přesahuje běžný průměr a nátěrová plocha dosahuje několik tisíc metrů čtverečních. V takovém případě je pro správce obtížné zajistit potřebný objem finančních prostředků tak, aby to nebylo na úkor jiných provozních potřeb. Obnovu protikorozi ochrany těchto velkých objektů je obtížné, ne-li nemožné, realizovat v rámci investic. Zde nastává problém s výpočtem ekonomické efektivity, protože obnova PKO ani nezvýší počet cestujících a ani rychlost, propustnost nebo další sledovaný parametr. Ekonomicky je patrně výhodnější počkat, až je korozní oslabení takové, že vyžaduje omezení provozu nebo výměnu prvků nebo celé ocelové konstrukce. V síti je takových velkých mostů několik desítek. Z nich je celá řada mostů starší sto let. Přehled některých je na mapce na obrázku č. 2. Bohužel některé mosty už jsou tak staré, že začínají být zajímavé pro památkáře, což ztěžuje nebo úplně znemožňuje jejich přestavbu. U některých z těchto mostů je korozní oslabení hlavních nosných částí již takové, že je třeba zvažovat, zda se vůbec vyplatí oprava s obnovou PKO nebo výhodnější rovnou navrhnout novou konstrukci. Mostovku lze většinou opravit i zesílit. Složitější je zasahovat do konstrukce hlavního nosníku, pokud je korozně oslaben, a vyřešit stav konstrukce kompletně a dlouhodobě. Zkušenosti ukazují, že obnova PKO u staré zkorodované konstrukce jen s částečnou výměnou prvků prodlouží životnost na dobu maximálně kolem 15 - 20 let.



Obrázek č. 2

Spravujeme také množství mostů, mnohem mladších, kde korozní oslabení zatím není významné a nátlak z dob socialismu dochází živostnost. Právě tyto mosty údržbu - obnovu PKO, potřebují nejvíce a ekonomická pravidla by to měla umět zohlednit.

V druhé polovině roku 2014 se na návrh OMT podařilo vyčlenit provozní prostředky pro obnovu PKO u 3 významných mostů, které byly vybrány z desítky vytipovaných. Bohužel se tak stalo již ke konci stavební sezony, kdy se výrazně zhoršují povětrnostní podmínky. Předpis SŽDC S5/4 o protikorozní ochraně uvádí, že od 15. října do 30. dubna by se neměla protikorozní ochrana provádět vůbec. Obecně s teplotou se moderní nátěrové hmoty vyrovnají ale problém v exteriéru je vlhkost a zejména rosný bod. Část realizace PKO se proto prováděla za příznivějších podmínek ještě v roce 2015.

Největší z těchto mostů je železniční most v km 0,931 trati Ústí n. L. Střekov - Ústí n. L. západ na obrázku č. 3. Je jediným mostem, který v případě katastrofických povodních zajišťuje v Ústí n. L. dopravní spojení obou břehů Labe. Jeho nátěrová plocha je 34 000 m² a náklady dosáhly 58 milionů korun. V rámci obnovy PKO byly rovněž obnoveny mostnice, revizní lávky a provedeny další práce.



Obrázek č.3

Další z mostů je v Plzni na trati Plzeň – Žatec v km 3, 051. Zde byla nátěrová plocha kolem 9 000 m² a náklady dosáhly 13 milionů korun. V rámci akce byly obnoveny mimo jiné i revizní chodníky. V oblasti tzv. Bílé Hory tak vzniklo zajímavé seskupení nového a historického silničního mostu a opraveného železničního mostu, viz obrázek č. 4.



Obrázek č. 4

V obvodu OŘ Brno je poslední z mostů v km 24,694 tratě Studenec – Křižanov na obrázku č. 5. Nátěrová plocha mostu byla přes 12 000 m² a náklady dosáhly 19 milionů korun.



Obrázek č. 5

U všech těchto akcí byla snaha zajistit externí nezávislý dozor odbornou firmou v oblasti protikoroze ochrany. Naší snahou je aby se odborný externí dozor prováděl i větších akcí v rámci investiční výstavby. Snažíme se i neopomenout vzdělávání vlastních pracovníků správy a TDS pro kontrolu a přejímání prací na PKO.

Na závěr je nutno poděkovat zástupcům dotčených OŘ za to, že využili možnosti mimořádně přidělených prostředků a realizovali organizačně i technicky náročnou obnovu protikoroze ochrany těchto mostů přesto, že na přípravu akce bylo málo času. Podařilo se tak podstatně prodloužit životnost ocelových konstrukcí a ušetřit do budoucna nemalé finanční prostředky. Společně je třeba najít řešení, jak řešit údržbu a opravy těchto velkých mostů a věnovat se jejich údržbě systematicky a ne pouze nárazové.

Statický přepočet železničního mostu v km 41,791 trati Tábor – Písek, Červená nad Vltavou

|5

Ing. Jan Bartaloš, Ing. Martin Vlasák, SUDOP PRAHA a.s.

Anotace

Příspěvek je věnován zkušenostem při zpracování zakázky na přepočet železničního mostu přes Vodní nádrž Orlík u obce Červená nad Vltavou z roku 1889 na trati Tábor - Písek. Most o pěti mostních otvorem má celkovou délku 284,2 m a rozpětí hlavního pole 84,4 m.



Obr. 1 Severní pohled na most v km 41,791 trati Tábor-Písek po proudu řeky Vltavy

1. Úvod

Předmětem projektu byl přepočet stávající mostní konstrukce podle nových zásad daných Metodickým pokynem pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů v kategorii D, který vychází ze souboru platných norem ČSN EN 1990 až 1996 a ČSN ISO 13 822.

Hlavním cílem projektu bylo stanovení zatížitelnosti a posouzení přechodnosti stávající konstrukce. Dále pak na základě výsledků přepočtu navrhnout způsob opravy ocelové konstrukce pro dosažení požadované přechodnosti.

Při přepočtu je využita Příloha F metodického pokynu, která umožňuje nastavit úroveň spolehlivosti dle stáří mostu a předpokladu jeho zbytkové životnosti. Na základě těchto veličin se stanovily hodnoty dílčích součinitelů zatížení a materiálu.

Součástí projektu na statický přepočet bylo zejména:

- ověření rozměrů ocelové konstrukce a spodní stavby (globální zaměření, lokální oměření průřezu),
- vyhotovení výkresů (stávajícího stavu) nosné ocelové konstrukce a spodní stavby,

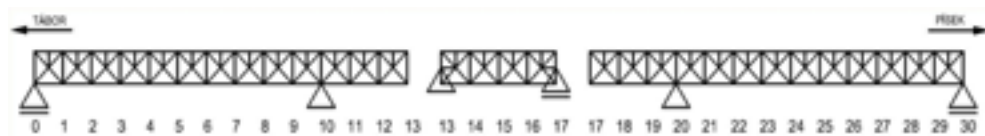
- podrobná prohlídka ocelové nosné konstrukce mostu se stanovením korozních úbytků prvků OK,
- zkoušky vzorků oceli (mechanické zkoušky, metalografické zkoušky, chemické složení),
- podrobná prohlídka kamenného zdiva opěr a pilířů (nadvodní části),
- vlastní zpracování statického přepočtu (určení zatížitelnosti, posouzení přechodnosti),
- provedení statické a dynamické ověřovací zatěžovací zkoušky (ověření reálného chování),
- návrh konstrukčních a stavebních úprav na mostním objektu,

2. Popis stávajícího stavu

Stávající železniční jednokolejná mostní konstrukce o pěti mostních otvorech má celkovou délku mostu 284,20 m. Mostní konstrukce je tvořena v prvním a pátém mostním otvoru kamennou klenbovou konstrukcí a v druhém až čtvrtém otvoru ocelovou příhradovou konstrukcí.

Klenba v otvoru 1 je polokruhová tloušťky 0,7 m se světlostí otvoru 6,0 m. Vlastní kamenná klenba je z tesaných kamenů. Klenba v otvoru 5 je obdobné konstrukční úpravy se světlostí otvoru 8,0 m. Křídla opěr jsou rovnoběžná kamenná s římsou z kamenných bloků.

V poli 2, 3 a 4 je příhradová nýtovaná ocelová konstrukce rombické soustavy se svislicemi s mezilehlou mostovkou. Rozpětí polí je $84,40 + 84,40 + 84,40 \text{ m} = 253,2 \text{ m}$. Ve středním poli jsou vloženy dva klouby tzn., že konstrukce působí jako staticky určitá tzv. „Gerberův nosník“ viz obr. 2. Krajní nosníky jsou s převýslými konci s vyložení 3 x $8,44 = 25,32 \text{ m}$. Vložené pole má rozpětí $4 \times 8,44 \text{ m} = 33,76 \text{ m}$. Délka příhrad je po délce konstrukce shodná 8,44 m. Mezilehlé svislice jsou v polovině příhrady zapojené do styčnicku křížení diagonál. Příhradová konstrukce je vytvořena celkem z $3 \times 10 = 30$ příhrad.



Obr. 2 Statické schéma mostu (ocelová konstrukce)

Horní pás je „Pí“ průřez složený s plechů a úhelníků základní výšky 0,529 m. Dolní pás je tvořen dvojicí obrácených T profilů. Svislice jsou z I profilů v dolní části příhradových a v horní části plnostěnných. Vložené pole je v místě horního a dolního pásu uloženo kluzně v podélném a svislém směru a pevně v příčném směru. Pohyb je vymezen prostřednictvím kluzných desek.

Nadpodporové svislice a svislice v místě vloženého kloubu jsou příhradové vícestěnné uzavřené obdélníkové průřezy. Průřez svislice vloženého pole je vytvořen do kříže + ze čtveřice průběžných úhelníků. Svislice vloženého pole je uložena v cca polovině výšky

na tangenciálních ložiskách (pevných u P2 a podélně pohyblivých u P3). Svislice je od horního pásu k ložisku tlačena a od ložiska k dolnímu pásu tažena. Stabilizace svislice v rovině nosníku je pomocí vodorovného prutu (táhla/vzpěry) vedeného od svislice do styčnicku křížení diagonál.

Průřezy diagonál jsou většinou z H příhradového nebo plnostěnného profilu. Diagonály ve středech polí, kde dochází ke střídání tlaku a tahu, jsou z uzavřených obdélníkových příhradových průřezů.

Mostovka je mezilehlá prvková tvořená podélníky a příčníky. Výška horního pásu nad TK je cca 1,2 m. Podélníky výšky 0,6 m jsou plnostěnné nýtované I profily v osové vzdálenosti 1,8 m. Podélníky působí jako spojitě průběžné. Příčníky jsou příhradové výšky 1,6 m. Příčníky podírají podélníky ve vzdálenosti 4,22 m a jsou přes styčnickové plechy připojeny ke svislicím a mezilehlým svislicím.

Mezilehlá mostovka přináší značné konstrukční nevýhody a výrazně omezuje prostorovou průchodnost mostní konstrukce. Návrh mezilehlé mostovky byl patrně dán architektonickým záměrem konstruktérů mostu.

Ocelová konstrukce je ztužena pouze v úrovni dolního pásu vodorovným ztužením z dvojice úhelníků (křížový členěný prut). Příčný řez je ztužen příčným příhradovým diagonálním ztužením a dolním příhradovým příčnickem výšky 0,42 m.

Spodní stavba je kamenná. Opěry a krajní pilíře P1 a P4 navazují na klenbové konstrukce krajních otvorů. Pilíře P1 a P4 vytváří zároveň závěrnou zeď pro nosnou konstrukci v hlavním poli.

Pilíře P2 a P3 jsou obdélníkového průřezu celkové výšky 59,5 m. V hlavě je šířka 7,90 m a délka 5,0 m. Dřík pilíře se lineárně rozšiřuje směrem k patě pilíře. V polovině výšky jsou základní rozměry dříku šířka 10,750 m a délka 7,850 m. Do této výšky byla provedena přízdívka kamenným zdivem tl. 0,95 m jako ochrana před účinky vody z Vodní nádrže Orlík. Zdivo pilíře P2 a pilíře P3 je z nepravidelného lomového kamene. Založení spodní stavby je na skalním podloží vltavských břehů.

Z hlediska postupu montáže se jednalo o první letmou montáž ocelové konstrukce v Čechách (českých zemích). Konstrukce mostu se montovala symetricky od opěr směrem ke středu. Krajní pole se montovala klasicky na dřevěné skruži. Konzoly a vložené pole se montovaly pomocí derikového jeřábu letmo. Most byl dokončen v říjnu 1889 a stal se druhou nejvyšší mostní stavbou v Rakousku. Jeho výška ode dna Vltavy k úrovni kolejí je ~69,5 m.

3. Dokumentace rozměrů mostní konstrukce

S ohledem na absenci archivní dokumentace a značnou členitost konstrukce byla využita technologie 3D laserového zaměření v kombinaci s klasickými metodami dálkoměrného zaměřování. Hlavní výhodou použité technologie zaměření mostní konstrukce byly scany nepřístupných bodů ocelové konstrukce a spodní stavby, terénu (vegetace odfiltrována) přímo v globálních souřadnicích S-JTSK.



Obr. 3 Výsledné zobrazení 3D - scanu mostní konstrukce

Lokální oměření průřezů bylo provedeno pomocí posuvných měřítek za pomoci horizontální techniky. Na základě oměření rozměrů průřezů, rozměrů styčnickových plechů a polohy nýtů byly zkonstruovány detaily ocelové konstrukce. Následně byly do 3D scanů (mračen bodů) vkládány připravené části OK s cílem stanovit jejich prostorovou polohu tak, aby odpovídala zaměření tzn., aby se jednotlivé hrany prvků kryly s mračenem bodů. Výsledkem bylo detailní osové schéma všech prvků ocelové konstrukce, které bylo základním podkladem pro výpočetní model. Z těchto podkladů byly vyhotoveny přehledné výkresy stávajícího stavu mostní konstrukce a podrobných výkresů OK.

Vlastní hmotnost ocelové konstrukce byla nezávisle stanovena pomocí prostorového 3D tělesového modelu celé konstrukce mostu, který byl konstruován při vytváření výkresu stávajícího stavu. V grafickém programu byly modelovány veškeré detaily včetně styčnickových plechů. Při modelování byly průběžně řešeny veškeré prostorové kolize, což zajišťovalo správnost modelovaného konstrukčního detailu a veškerých jeho návazností



Obr. 4 3D tělesový model ocelové konstrukce v grafickém software (detail 3D modelu)

Celková hmotnost ocelové nosné konstrukce byla stanovena virtuálním měřením na 866,7 t. Hmotnost revizních lávek a podlahových plechů činí 97,1 t. Celková hmotnost modelovaných částí ocelové konstrukce dle 3D statického výpočetního modelu je 678 t (pro objemovou tíhu oceli 7850 kg.m⁻³). Poměr modelované části ve statickém výpočetním programu a skutečné hmotnosti ocelové nosné konstrukce je ~1,28. Z hodnoty poměru hmotností je zřejmé, že nezanedbatelnou část vlastní hmotnosti OK tvoří její staticky nemodelované části tzn. styčnickové plechy, příhradové spojky

členěných prutů, příčná diafragma prutů apod. Při uvážení očekávané přechodnosti mostní konstrukce tvoří vlastní tíha nezanedbatelnou část zatížení hlavního nosného systému. Z tohoto důvodu bylo nezbytné podrobné zpracování podrobného 3D tělesového modelu vlastní hmotnosti ocelové konstrukce.

4. Materiálové zkoušky vzorků ocelové nosné konstrukce

Pro ověření materiálových charakteristik ocelové konstrukce byly odebrány vzorky. Hlavním cílem zkoušek bylo zejména ověření výrobního postupu oceli tzn., zda se skutečně jedná o plávkovou ocel, protože pro mosty obdobného stáří se v Čechách používala svářková ocel (do roku 1895 až 1904).

Pro pokrytí možných odchylek materiálu různých částí ocelové konstrukce byly odebírány vzorky z plechu hlavního nosníku, z válcovaného profilu vodorovného ztužení (úhelník), ploché oceli výplňového prutu členěných prutů a nýtu.

Na vzorcích byly provedeny tyto základní druhy zkoušek:

- zkoušky mechanické (tahem a rázem v ohybu vč. pracovních diagramů a modulu pružnosti E
- zkoušky metalografické (mikrostruktura)
- chemická analýza oceli

Z materiálových zkoušek vzorků oceli bylo zjištěno, že mez kluzu odpovídá charakteristickým hodnotám dle Metodického pokynu pro plávkovou ocel tzn. mez kluzu $f_y = 230$ MPa a mez pevnosti $f_u = 360$ MPa. Naměřená mez kluzu u hlavních nosných částí byla od 248 MPa do 326 MPa a hodnoty pevnosti oceli od 359 MPa do 392 MPa. U nýtu byla dosažena mez kluzu $f_y = 210$ MPa.

Při zkouškách byla dosažena vysoká tažnost od 35% do 50%. Vlastnosti oceli v příčném směru a podélném směru se výrazně neliší, což je typickým znakem plávkové oceli. Modul pružnosti E byl naměřen od 192 GPa do 211 GPa, což je v průměru o cca 5% méně než u dnešních ocelí.

Z hodnot uhlíkového ekvivalentu 0,11 až 0,13 vyplývá nízký obsah legujících prvků, což odpovídá nelegované konstrukční oceli. Srovnání s dnes vyráběnou ocelí by bylo možné s ocelí S235JR.

5. Podrobná prohlídka mostní konstrukce

Korozní oslabení prvků ocelové konstrukce bylo dokumentováno pomocí tzv. Karet prvku. Jde o systém dokumentace korozního oslabení prvků, kdy je konstrukce rozdělena do skupin prvků. Jednotlivé prvky tak mají jednoznačné označení. Pro identifikaci polohy vady je dále použito lokální staničení prvku, které je relativní vůči délce prvku od 0 na začátku do 1 na konci prvku. V rámci prvku byly vady označovány pořadovým číslem. Pro popis vady bylo použito jednoznačné kódové označení W.X.Y.Z, kde W označuje Typ prvku (1. Svislice, 2. Styčníky dolního pásu,.....8. Horní pás, 9. Dolní pás...), X – Číslo příhrady (1 až 30), Y – Strana OK (1 – vlevo, 2 - vpravo), Z – Číslo vady v příčném řezu (1 Až 999). Fotodokumentace vad má shodné kódové označení. Takto bude možné vady sledovat při dalších prohlídkách.

Pro přehlednost bylo korozní oslabení graficky vyneseno do osového schéma celé nosné konstrukce. Vyznačena byla délka poškození na prutu a šířka pak vyjadřovala rozsah poškození. Zobrazeny jsou pouze poruchy a poškození, která mají vliv na únosnost prutů tzn. staticky významné.

Při podrobné prohlídce byly zjištěny závažné poruchy, které jsou limitující pro zbytkovou živostnost mostní konstrukce. Zejména se jedná o detail v místě připojení příhradové spojky členěného prutu mezi dvojici krčních úhelníků. V úzkém prostoru štěrbiny mezi krčními úhelníky se usazuje nečistota a stálou vlhkostí dochází k prokorodování celých přírub krčních úhelníků nebo výraznému koroznímu úbytku. Z hlediska možnosti opravy se jedná o neopravitelnou poruchu, kterou lze vyřešit pouze výměnou celého prvku. V čase se bude koroze těchto poruch zhoršovat. Z hlediska únosnosti jsou zjištěné poruchy významné a výrazně snižují únosnost prutů, která se bude rozvojem koroze dále snižovat. Při prohlídce byl zjištěn velký rozsah těchto poruch. Týká se prakticky všech pilířových svislic a převážně všech tažených diagonál. V mnohých případech bylo korozní poškození kryto silnou vrstvou nátěru, který byl však v místě poruchy na poklep dutý a pomocí kladívka bylo možné zkorodovanou přírubu krčního úhelníku zcela odstranit. Výměna všech těchto postižených prvků ve zjištěném rozsahu by v podstatě odpovídala výrobě repliky celé nosné ocelové konstrukce.

Dalším prvkem, který je výrazněji oslaben korozí jsou podélníky, kde dochází ve styčné spáře v uložení na horní pásnici příčnicku ke korozním úbytkům krčních úhelníků. Poruchu lze opravit pouze výměnou podélníků.

Na spodní stavbě nebyly zjištěny staticky významné poruchy. Ze zaměření spodní stavby nevyplývají žádné deformace. Z těchto zjištěných skutečností lze usuzovat, že založení spodní stavby spolehlivě přenáší zatížení do skalního podloží.

6. Statická a dynamická ověřovací zatěžovací zkouška

Statická a dynamická zkouška byla provedena dle odsouhlaseného programu. Podklady pro provedení zkoušek byly zpracovány v rámci statického přepočtu. Provedení zkoušky zajišťovala ČVUT v Praze, Fakulta stavební. Nezávislé kontrolní měření deformací technologií radarové interferometrie zajišťovala firma Vintegra, s.r.o. Výsledky zkoušek byly následně použity pro verifikaci výpočetních modelů s experimentálně zjištěnými hodnotami měřených veličin. Účelem bylo ověření účinků stávající dopravy na mostě tzn. ověření provozuschopnosti trati a dále ověření shody měřených veličin stanovených na výpočetním modelu mostu.

Při statické zatěžovací zkoušce bylo měřeno:

- svislý průhyb v místě max. průhybu a Gerberových kloubů (levý horná pás hlavního nosníku),
- normálové napětí na vybraných prvcích mostní konstrukce (horní pásy L/P ve středech rozpětí,
- tlačaná krajní diagonála L/P, 2. příčník a příčník v místě Gerberova kloubu),

Při dynamické zatěžovací zkoušce bude měřeno:

Odezva konstrukce na dynamické zatížení přejezdy zkušebního zatížení:

- zrychlení svislé deformace u_z a příčné deformace u_y ve středu rozpětí a místě Gerberova kloubu,
- normálové napětí na vybraných prvcích mostní konstrukce shodně se statickou zkouškou,

Jako zkušební zatížení bylo použito hnací vozidlo řady 751 (Bardotka) o hmotnosti 75 t. Současný provoz je zajišťován motorovou soupravou vozů 814-914 (Regionova) o hmotnosti 40 t až 55 t, případně s doplněním o motorový vůz 810 nebo motorovou jednotkou 814-014-814 Regionova TRIO.

Statická zatěžovací zkouška ukázala obdobné chování výpočetního modelu a reálné konstrukce, a to i přes ovlivnění deformací extrémním nárůstem teploty vzduchu v průběhu zkoušky od 18 °C do 29°C. Zjištěná normálová napětí odpovídaly výsledkům modelu. Drobné odchylky mohly být způsobeny vlivem lokálního napětí v místě tenzometru.

Dynamická zatěžovací zkouška ukázala značné hodnoty zrychlení. Překročení kritéria pohody „přijatelná“, tj. 2 m.s^{-2} je o cca 50%. Toto lze označit na hranici akceptovatelnosti, s ohledem na charakter provozu dopravy a stáří konstrukce. Dynamická zkouška byla z důvodu vodorovného kmitání ukončena při rychlosti přejezdu hnacího vozidla 50 km.h^{-1} . Pro hlavní nosný systém byl vliv dynamických účinků poměrně nízký a dynamický součinitel 1,05 lze považovat za přiměřený.

Vlastní tvary a frekvence se po aktualizaci modelu a úpravě metody výpočtu na iteraci podprostoru dostaly do souladu s chováním konstrukce.

Účinky brzdných sil na napětí příčniců odpovídají výsledkům modelu a působící brzdné síle 135 kN.

Z výsledků nezávislého měření pomocí radarové interferometrie vyplývá také dobrá shoda předpokladů s experimentem.

7. Výpočetní model

Celá ocelová část mostní konstrukce byla modelována ve statickém mostním software MIDAS 2015 v2.2. Pro výpočet vnitřních sil globálního systému konstrukce byl vytvořen 3D prutový výpočtový model. Z důvodu přehlednosti výsledků a kapacity výpočetního softwaru byl základní model rozdělen na 2 modelové typy:

1. globální statika nosné konstrukce (obálky pohyblivého zatížení; celkové kombinace zatížení),
2. analýza konstrukce (generované stavy od pohyblivého zatížení (stabilitní výpočet – vzpěrné délky prutů, nelineární výpočet – vliv II. řádu (imperfektní model), dynamický výpočet – vlastní tvary a frekvence)

Základem modelu je osové schéma konstrukce mostu dané systémovými osami, které bylo stanoveno při dokumentaci rozměrů stávající konstrukce. Průřezy jsou k osám připojeny s excentricitou dle skutečné polohy jejich těžišť, což je důležité pro stanovení odpovídajících přídavných („parazitních“) sil ΔM_y a ΔM_z ve styčnicku. Součástí výpočetního modelu jsou i prvky železničního svršku z kolejnic a mostnic. Tyto prvky jsou modelovány tak, aby bylo zatížení roznášeno do podélníků a zároveň nespoleupůsobily s globálním systémem.

Model mostní konstrukce obsahuje řadu vnitřních kloubů a nehmotných tuhých vazeb tak, aby bylo dosaženo správného působení. Tuhosti vnitřních kloubů mostovkové části byly upravovány na základě výsledků měření při ověřovací statické zkoušce mostní konstrukce.

Pro stanovení podélných a rotačních koncových tuhostí byl použit specializovaný program IDEA StatiCa modul Connection, který pracuje na principech nové metody CBFEM (component based finite element model). Tuhosti byly stanoveny na detailních modelech styčníků, kde počet nýtů odpovídal reálnému styčníku.

Vzhledem k tomu, že je model vytvořen z prutových prvků s celistvým průřezem bylo nutné uvážit vliv změny tuhosti u prutů, které jsou tvořeny složenými průřezy členěných prutů. K tomuto účelu byly vytvořeny porovnávací modely v programu SCIA ENGINEER 2008.1.

Pomocí vnitřních součinitelů tuhosti pak byly ve výpočetním modelu prutům přiřazeny koncové tuhosti v připojení ve styčníku a ekvivalentní tuhosti členěného prutu po celé jejich délce.

8. Závěry ze statického přepočtu

Na základě výsledků z podrobné analýzy provedené v rámci statického výpočtu a výsledků z ověřovací statické a dynamické zkoušky byly u mostní konstrukce železničního mostu zjištěny konstrukční nedostatky, které zásadním způsobem ovlivňují chování ocelové konstrukce. Tyto nedostatky jsou dány poznáním a možnostmi v době jejího vzniku 1889 a lze je označit jako „vrozené vady“. V mnoha případech není jejich úprava konstrukčně vůbec možná. Zejména se jedná o absenci brzdného ztužení, nedostatečnou prostorovou tuhostí (nízká tuhost v kroucení) a konstrukční řešení členěných prutů. Dalšími konstrukčními nedostatky, které prakticky znemožňují účelný návrh konstrukčních úprav mostní konstrukce, jsou mezilehlá mostovka a statické řešení konstrukce mostu s vloženým polem.

Pro stanovení zatížitelnosti byly použity charakteristické kombinace zatížení dle ČSN EN 1990/A1 dle požadavků Metodickým pokynem. Součinitele spolehlivosti zatížení a materiálu byly použity pro stáří konstrukce > 90 let a zbytkovou životnost 5 let.

Aplikací normou požadovaného zatížení bylo zjištěno, že konstrukce není schopná přenášet současná normová zatížení, zejména zatížení větrem a brzdními silami, která vyvolávají enormní přídavná napětí v posuzovaných prvcích, což je dáno zejména absencí ztužidel, které by přenášely zatížení do globálního systému. Hodnoty zatížitelnosti prvků ocelové konstrukce se pohybovaly od -0,66 u příčného ztužení do 0,60 u horního pásu hlavního nosníku. Při záporné hodnotě zatížitelnosti konstrukce není přechodná žádným standardním schématem traťové třídy.

Dle požadavků ČSN EN 1990/A1 byl dále prověřen mezního stavu statické rovnováhy (EQU) při vzájemně působícím vodorovným zatížením větrem a svislým zatížením schématem „nezatíženého vlaku“. Při této kombinaci již vznikaly v ložiscích tahové reakce tzn., že daný mezní stav nevyhovuje.

Po dohodě s objednatelem, bylo rozhodnuto, že bude globální stabilita a přechodnost posouzena pro specifickou délku vlaku tzn. délkově omezené schéma traťové třídy dle ČSN EN 15 528.

Z hlediska přechodnosti je kritickým prvkem ocelové konstrukce koncový příčník, jehož horní pás je namáhán převážně vodorovným ohybovým momentem od brzdných sil a zatížení větrem. Koncový příčník je přechodný traťovou třídou B1 při rychlosti 30 km.h⁻¹ s omezením délky na 30 m.

Mostní konstrukce je dále přechodná motorovou jednotkou TRIO, motorovou soupravou REGIONOVA + motorový vůz 810 a jednoduše hnacími vozy řady 749 a 754 (čtyřnápravový vůz 18 t/nápr.)

Dalším limitujícím prvkem jsou svislice, které jsou přechodné traťovou třídou B1 při rychlosti 30 km.h⁻¹ s omezením délky na tři vozy tzn. 45 m. Zatížení svislice je ve vazbě na příčník, který je do svislice připojen přes styčnickový plech. Zesílení svislice a tím zvýšení přechodnosti však není prakticky možné z důvodu konstrukčního řešení styčnicku příčník/svislice. Účelné omezení namáhání svislice by bylo možné pouze doplněním vodorovného ztužení v úrovni mostovky, které však z důvodu mezilehlé mostovky nelze konstrukčně vytvořit. Jakákoli snaha o zvýšení přechodnosti svislic by znamenala rozsáhlý zásah, který nebude adekvátní svému výsledku.

S ohledem na stavební stav ocelové konstrukce a po vyhodnocení možnosti konstrukčních úprav jsou navrhovány jen opravy lokálního charakteru bez obnovy nátěrového systému. Zachování provozuschopnosti na trati je podmíněno realizováním výměny ocelové konstrukce s komplexní sanací spodní stavby v horizontu ~5 let.



Železniční most přes dálnici D 0807 u Knínic



PROMOS

SaM – silnice a mosty na Vašich cestách

Skupina SAM v čele **SaM silnice a mosty a.s.** je držitelem deseti ocenění „**Mostní dílo roku**“

v kategorii rekonstrukcí a oprav

1997 Most přes Ohři v Postoloprtech

1998 Most přes Labe v Nymburce

2000 Most přes Ploučnici v Děčíně

2003 Most přes Ohři v Terezíně

2006 Most přes Mandavu v Rumburku

2007 Most Vodní dílo Labská – Špindlerův Mlýn

2008 Most přes Lužickou Nisu v Chotyni

2010 Rekonstrukce Zámeckého mostu v Mimoní

v kategorii novostaveb

2002 Železniční most přes dálnici D 0807 u Knínic

2011 Estakáda přes trať a komunikace, I/9 MÚK Sosnová

SaM silnice a mosty a.s., Česká Lípa

tel.: 487 834 467 • fax: 487 834 466 • e-mail: sam-cl@sam-cl.cz

www.sam-cl.cz

Přechodnost mimořádných zásilek a mechanizačních prostředků na tratích SŽDC, s.o.

|6

Ing. Vladimír Saňák, SŽDC, s.o.

V příspěvku je definován pojem mimořádná zásilka, jsou objasněny postupy pro posuzování možnosti přepravy mimořádné záсылky. Pozornost je věnována zvláště přechodnosti mechanizačních prostředků na tratích. Tyto stroje se vyznačují různorodým uspořádáním náprav podvozku, účinnost zatížení od mechanizačních prostředků může přesahovat únosnost železniční infrastruktury, zvláště železničních mostů. Proto je nutno již v průběhu přípravy stavby posoudit možnost použití mechanizačních prostředků z hlediska přechodnosti při opravách a rekonstrukcích železničních tratí.

1. Úvod

Úkolem Odboru traťového hospodářství, Oddělení mostů a tunelů GŘ SŽDC s.o. je zajistit přechodnost konkrétních kolejových vozidel na dané trati. Pro porovnávání účinnosti jednotlivých kolejových vozidel byly dříve používány Tabulky účinnostních poměrů, které obsahovaly poměry momentů, posouvajících sil a reakcí pásu prostých podélníků na příčník pro prosté nosníky o rozpětí od 1 do 100 m. V dnešní době je tato pracovní metoda posouzení nahrazena použitím programu MQA, který je značně univerzální a lze s jeho pomocí posoudit přechodnost každého kolejového vozidla nebo soupravy vozidel. Pro mimořádnou přepravu (tj. nikoliv pro běžný železniční provoz dle tabulek traťových poměrů) určuje přechodnost železničních vozidel pověřený pracovník organizace provozování dráhy pro každý případ zvlášť, s tím, že objednatel přepravy zajistí úplné závazné podklady o rozměrech a hmotnosti železničního vozidla. Pro posouzení jednotlivých částí tratě na účinky svislého zatížení platí ustanovení norem a předpisů ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou, Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů, předpis SŽDC S3 Železniční svršek a předpis SŽDC S5 Správa mostních objektů. Pro přepravu těžkých zásilek platí předpis SŽDC D31 - Mimořádné záсылky. Tento předpis je souhrnem zásad pro projednávání, posuzování průchodnosti, stanovení podmínek a povolování přeprav zásilek s překročenou ložnou mírou a zásilek těžkých nebo dlouhých.

2. Mimořádná záсылka

Zásilka se považuje za mimořádnou, jestliže pro svoje vnější rozměry, hmotnost nebo povahu s přihlédnutím k parametrům užitých drážních vozidel a tratí dotčených přepravou vyžaduje přijetí a provedení zvláštních technických nebo provozních opatření u některého zúčastněného provozovatele dráhy.

Za mimořádné záсылky se považují:

a) záсылky s překročením ložné míry (PLM), vozidla překračující vztahný obrys:

- 1) záсылka, která svým rozměrem přesáhne ložnou míru, nebo u níž není dodrženo předepsané omezení ložné šířky. Může se týkat i některých dlouhých záсылk.
- 2) záсылky ložných jednotek (LJ), kombinované dopravy (KD) překračujících ložnou

míru a jejich kód je vyšší než kód příslušné tratě nebo jsou dopravovány vlaky, které nejsou určeny pro KD, nebo LJ jsou naloženy na neschválených kódovaných vozech pro KD.

3) železniční kolejové vozidlo překračující svým kinematickým nebo statickým obrysem vztažený obrys odpovídající průjezdnému průřezu tratě, pokud Drážní úřad nestanovil jinak.

b) zásilky s překročenou hmotností:

1) hmotnost zásilky překračuje stanovenou traťovou třídu zatížení příslušné tratě (na nápravu nebo na běžný metr vozu)

2) hmotnost nákladu překračuje údaj pro nejvyšší zatížení vozu (rastr ložné hmotnosti/rastr dodatkového údaje)

c) zásilky s mimořádnou délkou:

1) tuhé ložné jednotky na dvou vozech s opleny/kluznými otočnými opleny

2) zásilky ohebných LJ o délce větší než 36 m naložené na více vozech

d) ostatní zásilky:

1) železniční kolejové vozidlo, u něhož Drážní úřad rozhodl, že smí být provozováno za zvláštních technických a provozních podmínek (jako zvláštní mimořádná zásilka).

2) zásilky naložené na vozech s více než 8 nápravami

e) ostatní zásilky ve smyslu ustanovení CIM, AVV, Nakládací směrnice UIC a vyhlášky UIC502-1:

1) železniční vozidlo přepravované na vlastních kolech, které je samo předmětem přepravní smlouvy, bez označení RIV/RIC/TEN nebo bez označení v rastru přechodnosti (např. CZ/ČD) podle Úmluvy AVV přílohy 11, čl. 2.1 nebo 2.2,

2) náklad, který není uložen a zajištěn podle zásad mezinárodních předpisů (např. Nakládací směrnice UIC) a není-li k dispozici žádná srovnatelná, alternativní zajištění,

3) zásilka, která má přejít na lodní převoz (trajekt), pokud nevyhovuje podmínkám Úmluvy AVV přílohy 14, části A,

4) zásilka nákladu, který nemůže být přepraven do stanice určení bez překládky, pokud váží více než 25 t, nebo je naložen na hlubinovém voze (platí jen pro překládku na železnici s jiným rozchodem kolejí),

5) ostatní zásilky výše neuvedené, které vyplývají z evropských norem, Dohod a Úmluv (např. UIC, AVV)

3. Přechodnost mechanizačních prostředků na tratích SŽDC s.o.

Na železniční síti SŽDC s.o. se pohybuje stále více mechanizačních prostředků, u kterých hmotnost zásilky překračuje stanovenou traťovou třídu zatížení (TTZ) příslušné tratě, většinou je překročena hmotnost na nápravu jako například u těchto traťových strojů:

Čistička štěrkového lože RM 80:	max. zatížení na nápravu – 19,95 t,	překračuje TTZ A,
Nakládací vůz ULW V:	max. zatížení na nápravu – 20,00 t,	překračuje TTZ A,B
Podbýječka 09-2X Dynamic:	max. zatížení na nápravu – 17,50 t,	překračuje TTZ A
Podbýječka UNIMAT 08 475 S:	max. zatížení na nápravu – 20,75 t,	překračuje TTZ A,B,C
Obnovovací stroj SUM 1000 CS:	max. zatížení na nápravu – 22,50 t,	překračuje TTZ A,B,C
Podbýječka Matisa B66:	max. zatížení na nápravu – 20,40 t,	překračuje TTZ A,B,C
Vůz MFC 45:	max. zatížení na nápravu – 20,00 t,	překračuje TTZ A,B

Jízda strojů, které překračují svou hmotností na nápravu povolenou traťovou třídu zatížení je možná, je nutno však provést posouzení přechodnosti tohoto stroje na dané trati a stanovit podmínky přepravy. Většinou postačí snížit rychlost mechanizačních prostředků na celé trati a stanovit další snížení rychlosti na vybraných mostních objektech. Největší vliv na posouzení přechodnosti traťových strojů má kvalita údajů o vozidle. Pokud máme k dispozici pouze základní údaje o vozidle, t.j. délku vozidla, počet náprav a maximální hmotnost na nápravu, můžeme provést pouze zjednodušené posouzení přechodnosti. Posuzujeme traťovou třídu zatížení vozidla se stanovenou traťovou třídou zatížení příslušné tratě. Jako příklad je uvedeno posouzení traťového stroje Matisa B66 na trati s dovolenou traťovou třídou zatížení A s přidruženou rychlostí 40 km/h:

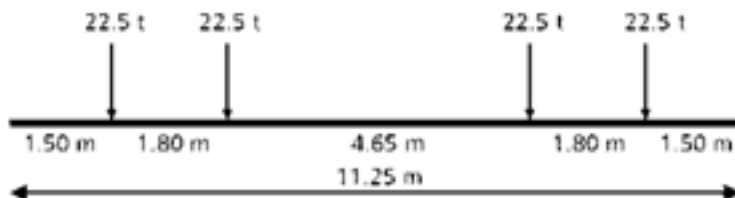


Obr. č. 1: Traťový stroj MATISA B66

Vozidlo MATISA B66 zatřídíme odhadem do traťové třídy zatížení D4 - hmotnost na nápravu stroje překračuje povolenou hmotnost na nápravu traťové třídy zatížení C (20 t), zároveň je menší než hmotnost na nápravu traťové třídy zatížení D (22,5 t), dále neznáme rozvor podvozku a vzdálenost otočných čepů podvozku.

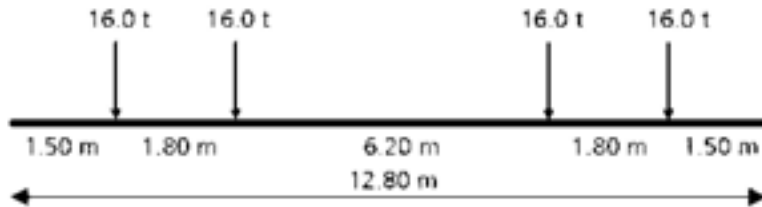
Provádíme posouzení účinků zatížení:

Taťové třídy zatížení D4 s přidruženou rychlostí 5 km/h:

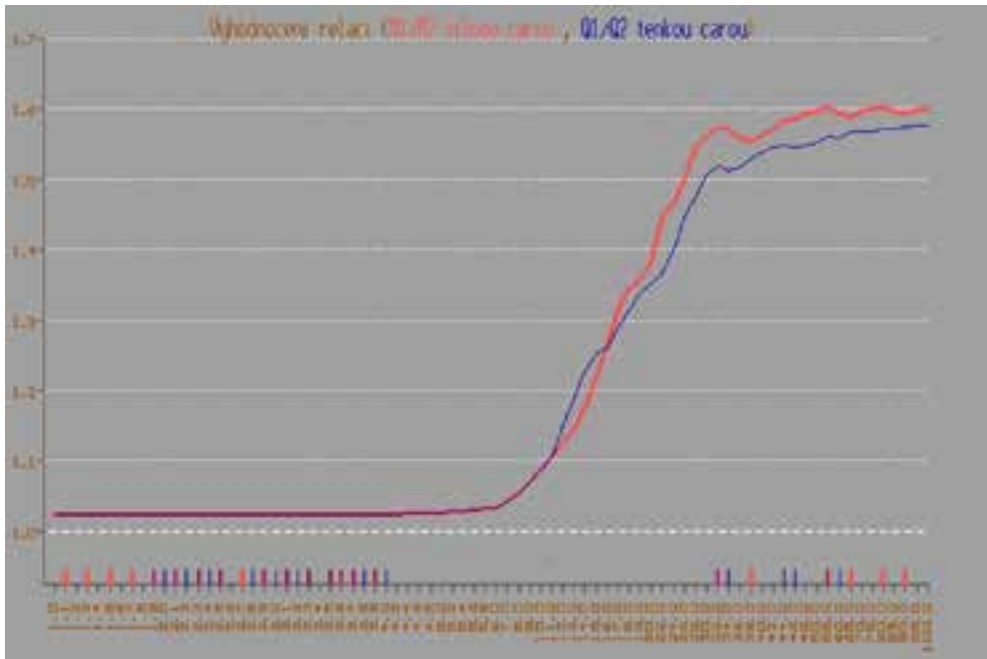


Obr. č. 2: Traťová třída zatížení D4

s dovolenou traťovou třídou zatížení trati: A s přidruženou rychlostí 40 km/h:



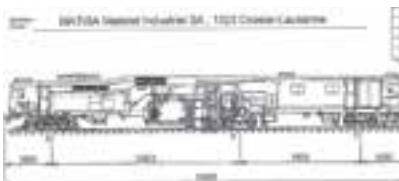
Obr. č. 3: Traťová třída zatížení A



Obr. č. 4: Posouzení účinků zatížení TTZ D4 s přidruženou rychlostí 5 km/h a TTZ A s přidruženou rychlostí 40 km/h

Pro rozpětí mostních objektů od 1,0 m do 7,0 m při zjednodušeném posouzení překračují účinky stroje Matisa B66 účinky TTZ A s přidruženou rychlostí 40 km/h o 3%, pro větší rozpětí mostních objektů účinky stroje Matisa B66 překračují účinky TTZ A/40 km/h až o 60 %. Tento zjednodušený způsob posuzování přechodnosti mechanizačních prostředků je pro větší rozpětí mostních objektů hodně nepřesný.

Chceme-li provést **přesné posouzení přechodnosti**, musíme mít k dispozici přesné schéma podvozku vozidla a hodnotu hmotnosti na nápravu každé nápravy:



Obr. č. 5: Schéma podvozku vozidla Matisa B66

Nr. 699	
Nákladní Nr.	Nákladní
1	17950
2	18340
3	20340
4	20300
5	12120
6	12060
Číslo	12120

Obr. č. 6: Výpis hmotností všech náprav

Novovozidlo MATISA B 66 stare MATISA B 66 (Mechanizmi, prostredi (vozništã))
 prepravnã poloha bez vlastného tahu

Diagram showing the transport position of the MATISA B 66 vehicle without its own traction. The diagram includes dimensions in mm and kg for various parts of the vehicle.

Dimensions (mm): 180, 183, 264, 263, 123, 123. Distances: 2.500, 1.800, 12.700, 1.800, 8.125, 1.800, 2.500.

Weights (kg): 14,00, 14,00, 14,00, 12,48, 20,0, 20,0, 20,0, 20,0, 20,0, 20,0.

(Zãlã) vozidlo 1,05 (10,00) Rychlosť: 100 km/h. Špecifná rychlosť: 100 km/h.

Schema podvozku: 6 Docho-kumoz 1 Uzdãk, cepa 15,500. Vyska ôf cepa 0,000.

Graph showing the relationship between engine power (kW) and speed (km/h). The curve starts at 100 kW at 0 km/h and decreases to 24.0 kW at 100 km/h.

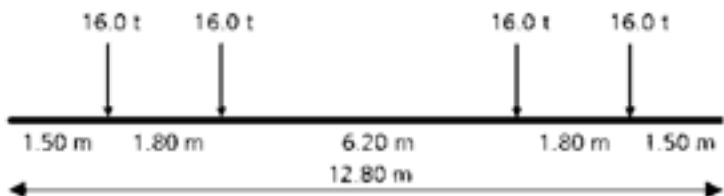
Power (kW): 100.0, 94.0, 88.0, 82.0, 76.0, 70.0, 64.0, 58.0, 52.0, 46.0, 40.0, 34.0, 28.0, 22.0, 16.0, 10.0, 4.0, 0.0.

Speed (km/h): 0, 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90, 100.

Provedeme přesné posouzení účinků zatížení:

[illegible]

s dovolenou traťovou třídou zatížení trati: A s přidruženou rychlostí 40 km/h:



39



Obr. č. 10: Posouzení účinků zatížení vozidla Matisa B66 s přídr. rychlostí 5 km/h a TTZ A s přídr. rychlostí 40 km/h

Pro rozpětí mostních objektů od 1,0 m do 6,0 m při přesném posouzení účinky stroje Matisa B66 dosahují pouze 83 % účinků TTZ A s přidruženou rychlostí 40 km/h, pro větší rozpětí mostních objektů účinky stroje Matisa B66 klesají až k hodnotě 30% pro rozpětí 100 m. Z výsledků tohoto posouzení je zřejmé, že traťový stroj Matisa B66 je přechodný na trati s traťovou třídou zatížení A s přidruženou rychlostí 40 km/h.

4. Závěr

Pro kvalitní posouzení přechodnosti mechanizačních prostředků na tratích SŽDC, s.o. je nutné mít k dispozici přesné schéma podvozku daného vozidla a hodnoty hmotností na každou nápravu. Přechodností mechanizačních prostředků je třeba se zabývat už při přípravě stavby - zvláště na tratích s nižšími traťovými třídami zatížení (A, B1, B2), kde se může stát, že dnešní mechanizační prostředky s vysokými hmotnostmi na nápravu nemusí být přechodné.

Rekonstrukce železničního mostu v Boršově nad Vltavou

|7

Ing. Petr Šetřil, SUDOP PRAHA a.s.

1. Úvod

V roce 2015 byl uveden do provozu zrekonstruovaný most, který je součástí stavby “Revitalizace trati České Budějovice–Volary”. Jedná se o SO 14-24-01 Boršov - Křemže, železniční most v km 4,172, který převádí jednokolejnou železniční trať přes řeku Vltavu a místní komunikaci. Most se nachází ve staničním obvodu v intravilánu obce Boršov nad Vltavou.

Rekonstrukce mostu zahrnovala výměnu stávající nosné konstrukce za novou ocelovou trémovou příhradovou bezvislicovou svařovanou konstrukci s dolní ortotropní mostovkou a průběžným kolejovým ložem. Nosná konstrukce je navržena jako trám vyztužený příhradovinou se zakřiveným horním pásem. Statický systém je spojitý nosník o dvou polích o rozpětích 2 x 52,08 m s pevným ložiskem na pilíři P1. Rekonstrukce opěr OP1 a OP2 zahrnovala výstavbu nových úložných prahů, nových přechodových desek v místě křídel a sanaci stávajícího kamenného zdiva. Spodní stavba opěr je zesílena roštem mikropilot a založení je zesíleno pomocí sloupů tryskové injektáže. Stávající středový pilíř P1 byl zbourán a na jeho místě byl vybudován nový železobetonový pilíř s hlubinným založením na velkopřůměrových pilotách.



Obr. č. 1: Pohled zleva na most



Obr. č. 2: Pohled ve směru staničení

2. Spodní stavba

Na základě statického posouzení bylo navrženo sanační opatření u opěr OP1 a OP2 a zbourání stávajícího pilíře P1 a vybudování nového železobetonového pilíře P1 s hlubinným založením. Při posouzení bylo zjištěno, že stávající spodní stavba a její založení nevyhoví zvětšenému zatížení, které vzniklo z důvodu výměny stávající NK za novou NK s průběžným štěrkovým ložem a zvětšení vodorovných sil od brzdění způsobené změnou statického schématu. Navrhovaná opatření u opěr a pilíře zajistí bezpečný přenos zatížení z nosné konstrukce do podloží.

Zesílení založení opěr OP1 a OP2 je navrženo pomocí sloupů tryskové injektáže. Sloupy tryskové injektáže jsou jako náhrada jílovitých a štěrkových vrstev injektážní směsí. Tyto sloupy mají jmenovitý průměr cca 800 mm, délku 12,0 m a byly prováděny pomocí vrtů pro mikropiloty. Zesílení dříků a základů opěr je navrženo pomocí mikropilotového roštu, který je vetknut do sloupů tryskové injektáže. Navržený počet mikropilot je 6 ks v jedné řadě. Mikropiloty jsou rozmístěné po 1,0 m a jsou vytvořené z trubek 108/16 délky 17,5 m. Spáry v kamenném zdivu dříku byly přespárovány. Tvary úložného prahu na opěrách navazují na tvar dříku z kamenného zdiva. Výška úložných prahů je na opěrách 1,15 m. Povrch úložného prahu je spádován k lici spodní stavby ve sklonu 3%. Přesah přes lici opěr činí 200 mm. Na spodním povrchu je přesah opatřen okapničkou. V návaznosti na úložný práh je navržena nad stávajícími rovnoběžnými křídly přechodová deska, která je spojena se závěrnou zídou bez dilatační spáry. Podkladní vrstvu přechodové desky tvoří podkladní beton tloušťky 300 mm vyztužený sítí KARI.

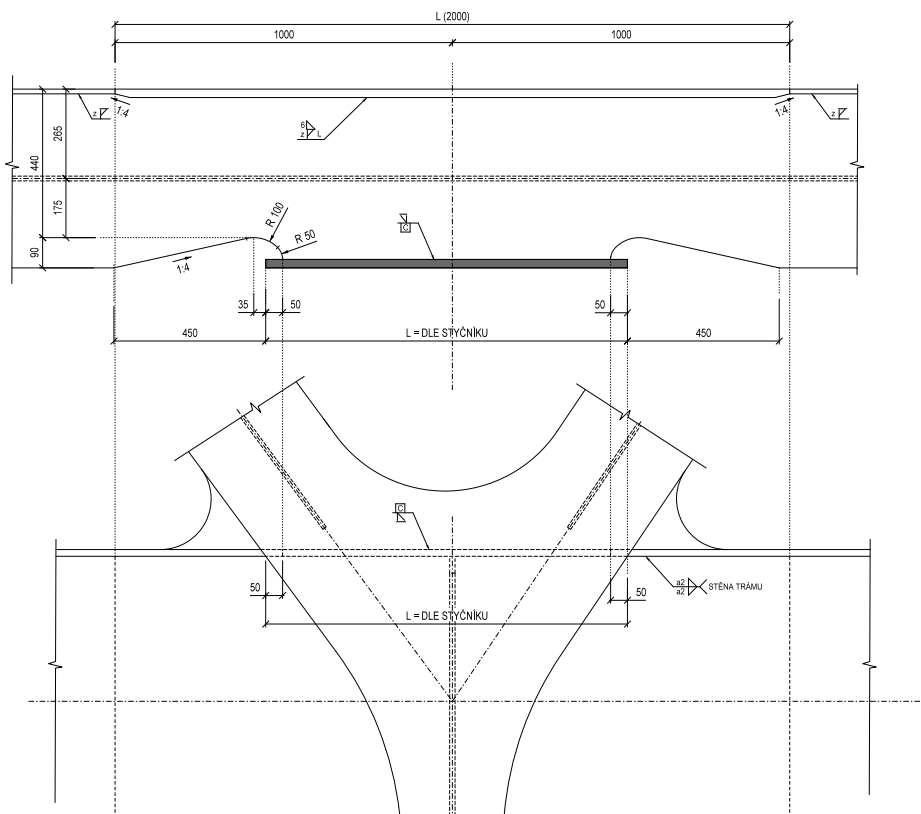
Hlubinné založení pilíře P1 je realizováno pomocí 12 ks velkopřůměrových pilot nomi-

nálního průměru 1180 mm a délky 16,0 m, které jsou rozmístěny pod základem pilíře v rastru 6,6 m x 2,4 m. Základ pilíře je navržen jako železobetonový o celkové výšce 2,30 m a půdorysných rozměrech 13,8 m a 8,4 m. Horní plocha základu je provedena ve střežovitém sklonu 4 % v podélném směru mostu. Nový pilíř P1 je navržen jako železobetonový opatřený na návodní straně integrovaným ledolamem v dříku pilíře. Návodní i povodní strana dříku pilíře má půdorysný tvar lomené paraboly. Na návodní straně v příčném řezu má dřík tvar paraboly. Tloušťka dříku pilíře je 2,1 m a jeho výška je 3,98 m. Dřík pilíře je opatřen kamenným obkladem z kvádrů o tloušťce 200 mm. Toto kamenné zdivo bylo využito jako ztracené bednění pilíře a je kotveno do dříku pomocí nerezových spon umístěných ve spárách zdiva. Úložný práh výšky 1,15 m tvarově navazuje na dřík. Horní plocha prahu je spádována v podélném směru střežovitě 3 % k lici. Přesah přes líc pilíře činí 100 mm. Na spodním povrchu je přesah opatřen okapničkou.

3. Nosná konstrukce

Nosná konstrukce je navržena jako ocelová svařovaná spojitá trámová konstrukce s dolní ortotropní mostovkou a s průběžným šterkovým ložem. Nosná konstrukce je navržena jako spojitý nosník o dvou polích o rozpětí 2 x 52,08 s trámem vyztuženým příhradovinou se zakřiveným horním pásem. Zakřivení horního pásu příhradové konstrukce bylo zvoleno z estetických i statických důvodů. Největší výška příhradového nosníku je nad pilířem 7,675 m a nejmenší nad opěrami 5,875 m. Vzdálenost příhrad je konstantní 7,440 m. Trám je navržen jako otevřený nesymetrický I profil s konstantní výškou 1550 mm. Osová vzdálenost nosníků je 5,9 m. Horní pás hlavních nosníků je navržen jako uzavřený obdélníkového tvaru s výškou 550 mm a šířkou 580 mm. Horní pás plynule přechází do krajní diagonály, která je shodného tvaru. Ostatní diagonály jsou navrženy ze svařovaných otevřených profilů tvaru H. Přípoj diagonál k hornímu pásu a trámu je pomocí styčnickových plechů. Stojina diagonál je ukončena výřezem před pásnicemi horního pásu a trámu a není tedy k těmto pásnicím připojena. U horního pásu styčnickové plechy jsou součástí stěny jeho profilu. U trámu přechází vnitřní styčnickový plech do boku žlabu kolejového lože a následně je přivařen k plechu mostovky. Vnější styčnickový plech je připojen k horní pásnici trámu, která je v tomto místě upravena pro připojení plynulým výřezem. Vnější styčnickový plech přechází v pásnici příčné výztuhy stěny trámu. Tvar vnějšího styčnickového plechu je "Y".

Mostovka je navržena jako ortotropní s příčnými výztuhami umístěnými ve třetině délky příhrad tj. ve vzdálenosti $7,44/3 = 2,48$ m. Plech mostovky tloušťky 14 mm je podporován šesti podélnými trapézovými výztuhami v osově vzdálenosti 750 mm. Trapézová výztuha lichoběžníkového tvaru je konstantní výšky 300 mm. Tloušťka stěny podélné výztuhy je 8 mm s výjimkou úseku nad pilířem P1, kde je zvětšena na 10 mm. Trapézové výztuhy prochází otvory ve stojinách příčných výztuh s výřezem „jablkovitého“ tvaru. Příčné výztuhy jsou navrženy jako svařované obrácené T-profil. Montážní styky příčníků byly z důvodu minimalizace počtu montážních dílců mostovky navrženy v ose nosné konstrukce. Odvodnění mostovky je řešeno příčným sklonem 2% k ose NK, kde jsou umístěny odvodňovače, které jsou vyústěny volně do řeky a v místě u opěr a pilíře jsou spojeny a svedeny od spodní stavby. Zapojení mostovky k trámu je průběžné po celé délce nosné konstrukce a je tvořeno připojením plechu mostovky ke stěně trámu a pomocí stěny žlabu, který je přivařen k plechu mostovky a horní pásnici trámu. Toto konstrukční řešení zmenšuje vodorovné smykové a ohybové namáhání příčných vý-



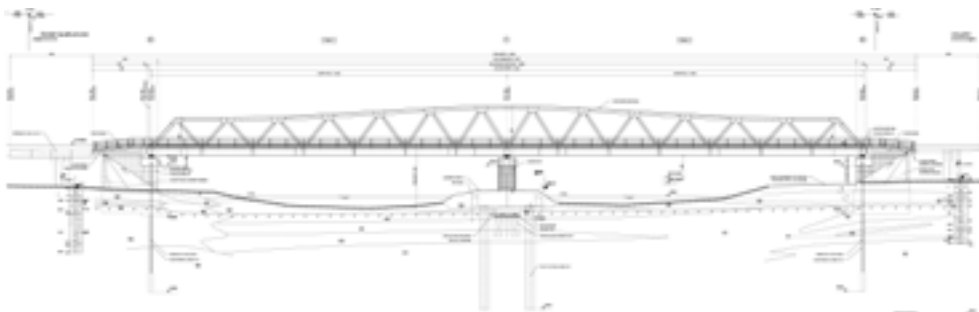
Obr. č. 3: Horní pásnice trámu – stýčnick tvaru "Y"

ztuh při spolupůsobení trámu a mostovky.

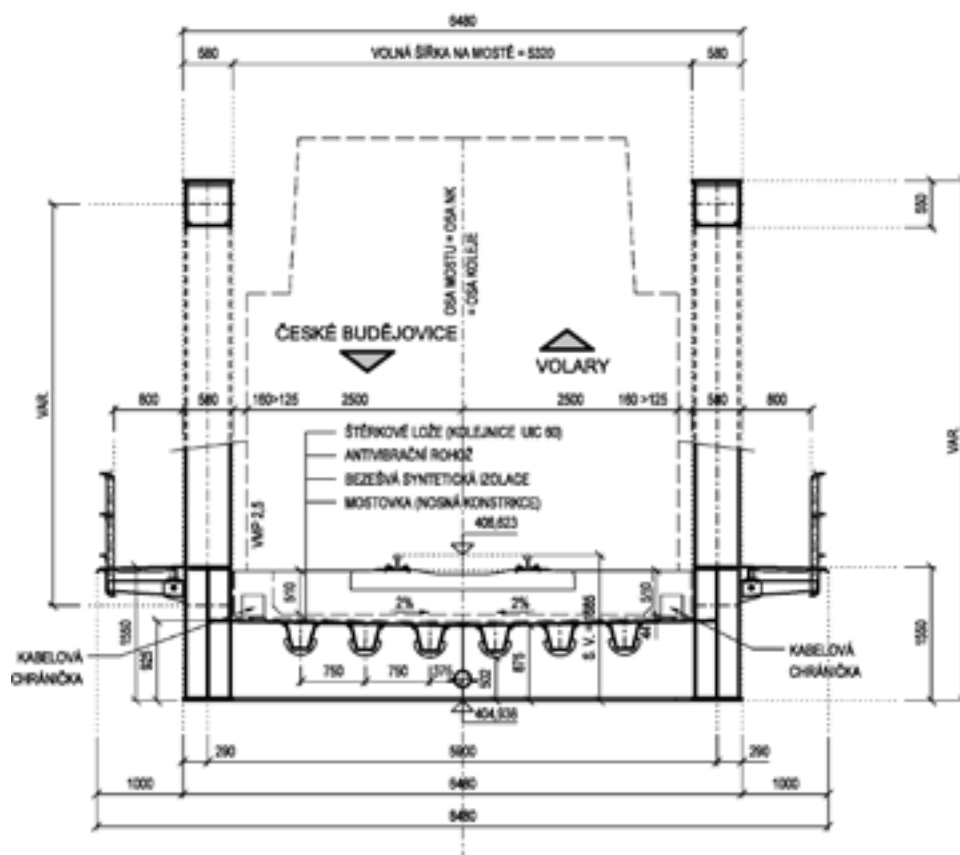
Příčné mostní závěry jsou navrženy jako těsněné jednoduché lamelové s úpravou pro železnice tzn. s krytím spáry vyztuženým elastomerovým pásem. Pro uložení nosné konstrukce na spodní stavbu jsou navržena kalotová ložiska se zdvojenou dolní deskou. Vně hlavních nosníků jsou navrženy revizní chodníky na konzolách. Volná šířka je 800 mm.

Protikoroziční ochrana NK je navržena kombinovaným systémem (ŽSP+ONS 03). Izolace žlabu kolejového lože je z bezešvé syntetické stěrky. Odstín vrchní vrstvy ochranného nátěrového systému (ONS 03) je stanoven na modrošedý DB 503 a šedý DB 701.

Hlavní nosníky a mostovka jsou z oceli S355 a S460. Chodníkové konzoly jsou navrženy z oceli S235. Celková hmotnost ocelové konstrukce včetně revizních chodníků je 417 t.



Obr. č. 4: Pohled zprava



Obr. č. 5: Příčný řez v poli

4. Údaje o mostu

Délka mostu:	120,560 m
Délka nosné konstrukce:	105,060 m
Rozpětí:	104,160 (2 x 52,080) m
Šikmost mostu:	90°
Volná šířka na mostě:	5,320 m
Mostní průjezdní průřez:	VMP 2,5 v oblouku
Šířka mostu:	8,480 m
Výška mostu:	9,823 m
Hmotnost ocelové konstrukce:	417 t
Investor:	Správa železniční dopravní cesty, s. o., Stavební správa Západ
Projektant:	SUDOP PRAHA a.s.
Hlavní inženýr projektu::	Ing. Pavel Langer
Odpovědný projektant SO:	Ing. Petr Šetřil
Spolupráce na SO:	Ing. Martin Vlasák, Ing. Hana Gromusová
Zhotovitel mostu:	Metrostav a.s., divize 4
Výroba ocelové konstrukce:	Metrostav a.s., divize 3
Montáž ocelové konstrukce:	Metrostav a.s., divize 4
Protikorozní ochrana:	PROFI COLOR, s.r.o.
Izolace:	CZ BAUSAN, s.r.o.
Speciální zakládání:	Zakládání staveb, a.s.

SO 14-24-01 Boršov – Křemže, železniční most v km 4,172 z pohledu zhotovitele

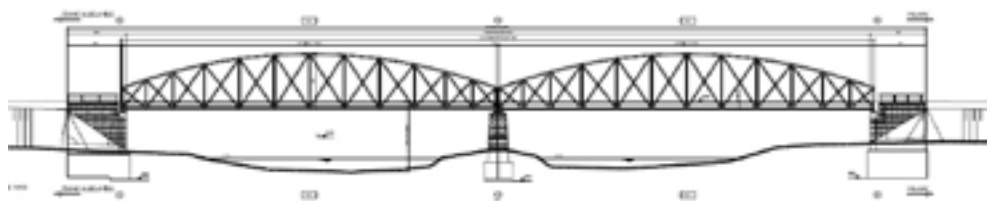
|8

Ing. Martin Ředina, Ing. Martin Frič, Ing. Ondřej Strouhal, Metrostav a.s.

1. Úvod

Součástí Revitalizace trati České Budějovice – Volary, byla i rekonstrukce historického železničního mostu v Boršově nad Vltavou. Generálním zhotovitelem Revitalizace trati byla firma AŽD Praha s.r.o., která vybrala jako nejvhodnějšího dodavatele pro rekonstrukci Boršovského mostu společnost Metrostav a.s., divizi 4, Provoz mostních technologií.

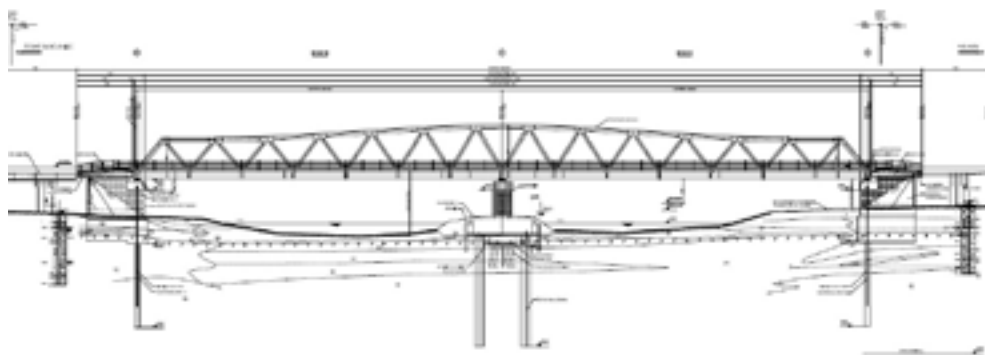
Původní historický most byl uveden do provozu roku 1891, jeho nosná konstrukce byla složena ze dvou obloukových příhradových nosníků s dolní prvkovou mostovkou. Spoje byly výhradně nýtované. Hmotnost původní konstrukce byla cca 315 t. Spodní stavba se skládala z kamenných opěr a středového pilíře. Stav nosné konstrukce i průjezdný profil byly vyhodnoceny jako nevyhovující. Z tohoto důvodu byla navržena rekonstrukce mostního objektu jako celku.



Obr. č. 1: SOK

2. Popis rekonstrukce

Nosná konstrukce byla nahrazena spojitou ocelovou konstrukcí o dvou polích. Statickým uspořádáním se jedná o trámovou příhradovou bezsvislicovou konstrukci s dolní ortotropní mostovkou s průběžným kolejovým ložem. Z důvodu zvětšení zatížení i přenosu vodorovných sil od bezстыkové koleje, bylo nutné provést i rekonstrukci spodní stavby. Ta spočívala ve zbourání původního středového kamenného pilíře, nahrazeného novým železobetonovým pilířem založeným na velkopřůměrových pilotách. Na opěrách byly odbourány závěrné zídky a kamenné úložné bloky byly nahrazeny novými železobetonovými prahy včetně přechodových desek. Zvýšení únosnosti opěr spočívalo v provedení sloupů tryskové injektáže a do nich vetknutých mikropilot, jejichž tlakové hlavice jsou zabetonovány v úložných prazích.



Obr. č. 2: NOK

Základní údaje o stavbě:

Délka přemostění	102,270 m
Délka mostu	120,560 m
Délka NOK	105,060 m
Celkové rozpětí	104,160 (2 x 52,080) m
Volná šířka na mostě	5,320 m
Výška mostu	9,823 m
Šikmost mostu:	90°
Šířka mostu (pole 10 – 12):	8,480 m – konce chodníkových plechů
Ložiska:	6 ks - kalotová (s kluznou plochou MPE)
Hmotnost NOK	420 t

3. Příprava

Práce na VTD NOK byly zahájeny na podzim roku 2014, tou dobou již naplno běžela předvýrobní příprava včetně výběru dodavatelů a pečlivého naplánování jednotlivých činností, tak aby vše bylo dokončeno v požadovaném termínu. Technologie montáže a osazení NOK do definitivní pozice musela být přepracována oproti RDS z důvodu nedostatečného prostoru pro svaření NOK na místě a částečné montáže NOK nad Vltavou. Z tohoto důvodu padlo rozhodnutí přemístit montážní rošt z levé strany trati na pravou, kde bylo možné svařit NOK do jednoho celku, který bude možné nejprve podélně a následně příčně zasunout do definitivní pozice. Technologie provedení montážního roštu, demontáže SOK a provedení výsunu NOK, byla kompletně zpracována oddělením přípravy Provozu mostních technologií.

4. Realizace

Práce na stavbě v Boršově nad Vltavou byly zahájeny na začátku února 2015, provedením zemních prací pro montáž roštu a přístup na ostrov k pilíři P1. Montážní rošt o rozměrech 10 x 110 m, byl smontován z prvků PIŽMO, ŽM 16 a I nosníků. Dle požadavků zhotovitele NOK, kterým byla divize 3, Provoz ocelových konstrukcí, byly na montážním roštu zřízeny podpěrné body, na které si zhotovitel NOK osadil rektifikovatelné „žiletky“ pro přesné výškové osazení jednotlivých dílů NOK. Pro přístup k pilíři P1 byl nad levým

ramenem řeky Vltavy smontován provizorní most ŽM 60 o rozpětí 12m. Následně bylo provedeno odtěžení naplavenin na ostrově kolem pilíře a zřízena pracovní plošina nasypáním lomového kamene do říčního koryta. Tím byl vytvořen dostatečný prostor pro následné činnosti jako demontáž SOK, bourání původního pilíře i zřízení pilíře nového včetně hlubinného založení.

V průběhu února 2015 byla podepřena SOK čtyřmi podpěrami z materiálu PIŽMO, založenými přímo v říčním korytu, tím byl starý most připravený pro zahájení výluky dne 2.3.2015. Po snesení železničního svršku byly dne 4.3.2015 zahájeny práce na demontáži SOK. Konstrukce byla demontována letmo za použití jeřábu o nosnosti 100t. Jednotlivé nosníky byly páleny na předem určené díly, které byly po snesení na zem děleny dál na menší části.



Obr. č. 3: Demontáž SOK



Obr. č. 4: Bourání středového pilíře

Začátkem března 2015 byl připraven k předání montážní rošt pro montáž NOK. První mostovkové díly byly na stavbu dopraveny 11.3.2015, tím zaměstnanci Provozu oceľových konstrukcí, divize 3 zahájili svůj dvouapůlměsíční maratón na montáži NOK. Demontáž SOK se podařila podle plánu a bylo možné přistoupit k bourání středového pilíře. Po zbourání kamenného dříku, bylo nutné zřídit štětovicovou jímku chránící budoucí výkop pro základ před sesunutím a průsakem vody z řeky. Po dokončení jímky byl vybourán základ pilíře pod úroveň terénu, výkop byl následně zasypán z důvodu vrtání velkopřůměrových pilot, těch bylo pod novým základem celkem 12 ks o průměru 1200 mm a délce 16 m. Ihned poté, co piloty získaly potřebnou pevnost, byl vytěžen prostor štětovicové jímky pro zřízení nového základu. Dřík pilíře P1 byl zbudován neobvyklou technologií, kdy na požadavek investora, byl nejprve po částech zděn žulový obklad ve formátu 200 x 200 x 500 mm, do kterého byl následně nalit beton a došlo ke zmonolitnění obkladu s jádrem pilíře. Po zhotovení čtyřmetrového dříku ve čtyřech etapách byl proveden monolitický úložný práh včetně podložiskových bločků. Souběžně s bouráním starého pilíře byly odbourány i opěry. Jejichž dříky byly provrtány a provedena trysková injektáž podzákladí. Do sloupů tryskové injektáže jsou vetknuty mikropiloty, celkem 6 ks na každé opěře. Tlakové hlavice mikropilot byly zabetonovány do nových úložných prahů, dále byly na opěrách vybetonovány nové přechodové desky s římsami. Práce na sanaci spodní stavby byly dokončeny v polovině května, tou dobou již finisovaly práce na protikorozi ochraně NOK. Od začátku května byly postupně montovány bárky PIŽMO pro výsun NOK, NB1 na levém břehu, NB2 u pilíře P1 a NB3 na pravém břehu. Součástí každé bárky byla jak podélná, tak příčná dráha. Podepření NOK na montážním roštu bylo nahrazeno stolicemi pro výsun a po kompletním dokončení drah bylo dne 27.5.2015 zahájeno vysouvání konstrukce v podélném směru. Podélný výsun byl rozdělen na 14 etap, při kterých musela být NOK přizvednuta, stolice dojíždějící ke konci montážního roštu demontovány a při pohybu konstrukce po bářkách NB1,2,3 musely být stolice posunuty o 7,44 m zpět pod další styčník.



Obr. č. 5: Výsun NOK



Obr. č. 6: Výsun NOK

Po dokončení podélného výsunu byl dne 29.5.2015 zahájen příčný zásun NOK do definitivní pozice, tento přesun včetně přesného polohového a výškového ustavení trval dva dny. Následně byly ke konstrukci pomocí šroubů připevněna kalotová ložiska, která byla podlita plastmaltou. Spuštění NOK na lisech bylo provedeno následující den, kdy byly zahájeny práce na osazení mostních dilatačních závěrů na opěrách. Izolace kolejového žlabu je bezešvá stříkaná, izolace přechodové desky na opěrách je pásová asfaltová s tvrdou ochranou. Před provedením železničního svršku na mostě byla osazena antivibrační rohož Datwyler S22. Most byl následně předán objednateli k dalším navazujícím činnostem, zejména pro provedení železničního svršku a pokládku kabelů. Hlavní mostní prohlídka se konala dne 24.6.2015, zatěžovací zkouška pomocí kolejových jeřábů EDK 300, EDK 300/5 a pomocného zatěžovacího vozíku o hmotnosti 64 t v noci ze 24. na 25.6.2015. Výsledek zatěžovací zkoušky svědčí o dobrém provedení konstrukce a most byl tímto připravený do provozu. Výluka byla ukončena dne 29.6.2015 ve 13:00 hod. První vlak projel po novém mostě ve 14:15 hod. V průběhu prázdninových měsíců července a srpna 2015 byly provedeny dokončovací práce jako přespárování kamenného zdiva na opěrách, odtěžení pracovní plošiny kolem pilíře a uvedení okolního terénu stavby do původního stavu.

Hlavní účastníci výstavby:

Investor stavby:	Správa železniční dopravní cesty, s.o.
Projektant stavby:	SUDOP PRAHA a.s.
Projektant VTD NOK:	VPÚ DECO PRAHA a.s.
Generální dodavatel:	AŽD Praha s.r.o.
Zhotovitel stavby:	Metrostav a.s., divize 4, Provoz mostních technologií
Výroba a montáž NOK:	Metrostav a.s., divize 3. Provoz ocelových konstrukcí



Obr. č. 7: NOK v definitivní pozici



Obr. č. 8: Dokončený most

Ing. Jiří Kozák, SŽDC, s.o.

1. Úvodem obecně o památkové péči v ČR

Ochranu památek v Česku doposud řeší zákon č.20/1987 Sb. o státní památkové péči v platném znění (nový zákon v současnosti prochází v parlamentu schvalovací procedurou). Účelem zákona je státní ochrana kulturních památek „jako nedílné součásti kulturního dědictví lidu, svědectví jeho dějin, významného činitele životního prostředí a nenahraditelné bohatství státu“.

Ministerstvo kultury prohlašuje za kulturní památky jak jednotlivé nemovité a movité věci, tak i jejich soubory. Jejich evidenci má na starosti odborná organizace Národní památkový ústav (dále jen NPÚ), který zapisuje památky do Ústředního seznamu kulturních památek České republiky. Zde zapsané památky jsou většinou historické budovy nesloužící svému původnímu účelu, ale v rámci části tzv. industriálních památek jsou zde zapsány mimo jiné desítky železničních budov, mostů a dalších drážních staveb a zařízení.

2. Povinnosti vlastníka kulturní památky

Prohlašování věci nebo stavby kulturní památkou se děje na návrh NPÚ nebo i vlastníka (může předcházet podnět libovolné právnické nebo fyzické osoby) ve správním řízení, během něhož si ministerstvo kultury zajišťuje vyjádření NPÚ, krajského úřadu a obecního úřadu obce s rozšířenou působností. Vlastník je písemně vyrozuměn o podání návrhu, přičemž již od té doby až do rozhodnutí o prohlášení nebo neprohlášení kulturní památkou je povinen „chránit svou věc nebo stavbu před poškozením, zničením nebo zcizením a oznámit ministerstvu kultury každou zamýšlenou změnu jejího vlastnictví, správy nebo užívání.“

Vlastník již prohlášené kulturní památky je povinen „na vlastní náklad pečovat o její zachování, udržovat ji v dobrém stavu a chránit ji před ohrožením, poškozením, znehodnocením nebo odcizením. Kulturní památku je povinen užívat pouze způsobem, který odpovídá jejímu kulturně politickému významu, památkové hodnotě a technickému stavu. Je-li kulturní památka ve státním vlastnictví, je povinností organizace, která ji spravuje nebo užívá, vytvořit pro splnění uvedených povinností všechny předpoklady.“

Prohlášení za kulturní památku lze na žádost vlastníka z mimořádně závažných důvodů i zrušit.

3. Mostní památky

Ke dni 31.12.2015 bylo v Ústředním seznamu kulturních památek zapsáno 53 samostatných železničních mostů, 4 propustky, 4 tunely a 1 lávka pro pěší. Další mosty a mostní objekty jsou zapsány jako součást souborů staveb, jako je pozůstatek koněspřežní železnice z Českých Budějovic do Lince, ozubnicové trati v Kořenově, opuštěné trati v Praze pod Vítkovem, hlavního nádraží v Brně apod. V některých případech jde o již neprovozované stavby (kromě již jmenovaných např. zbytek bývalého Ivančického viaduktu (viz obr. 1), bývalý most přes Dyji v Břeclavi), většinou však jde o používané pojižděné konstrukce.



Obr.1 Ivančické viadukty - torzo původního a část nového mostu

Prohlášené samostatné provozované mosty jsou po ČR rozmístěny celkem nepravidelně, viz tabulka s počty mostů podle krajů ČR.

Kraj	Počet mostů	Kraj	Počet mostů
Praha	10	Královéhradecký	2
Středočeský	6	Pardubický	1
Jihočeský	12	Vysočina	2
Plzeňský	3	Jihomoravský	2
Karlovarský	0	Olomoucký	6
Ústecký	7	Zlínský	0
Liberecký	2	Moravskoslezský	0
Celkem ČR		53	

Z hlediska správce těchto mostů je jejich památková ochrana velkou komplikací. A to zejména v době, kdy je nutná rekonstrukce. Zde záleží zejména na konstrukci mostu. U masivních zděných kleneb se v minulosti zejména při modernizaci koridorů povedly zdařilé opravy, kdy se podařilo skloubit požadavky mostních norem se vzhledem mostu. Příkladem je např. jezernický viadukt (viz obr. 2), most v Bohušovicích nad Ohří apod. Naopak určité problémy s prostorem pro kabelové trasy a další požadavky památkářů brzdí chystanou miliardovou rekonstrukci Negrelliho viaduktu v Praze (viz obr.3, 4)



Obr. 2 Jezernický viadukt



Obr. 3 Negrelliho viadukt v Praze



Obr. 4 Úzký prostor na mostě

Větším problémem jsou ocelové mosty, jejichž konstrukce díky stáří a s tím spojenou korozi nevyhovuje a jediným řešením je náhrada novou konstrukcí.

Některé tyto mosty většinou na tzv. horských drahách jsou významným krajinným prvkem a zaslouží si citlivou náhradu pokud možno s obdobným konstrukčním řešením a vzhledem. Příkladem jsou mosty na moldavské trati (viz obr. 5) a na trati Tábor – Písek (viz obr. 6)



Obr. 5 úsek Most - Dubí km 143,500



Obr. 6 úsek Tábor – Písek, most Červená

4. Aktuální případy střetu projektování a památkově chráněných mostů

V poslední době vyvstal problém s ocelovým mostem v Plzni, který zcela jistě není krajinným prvkem a leží na koridoru (viz obr. 7). SŽDC žádá o zrušení prohlášení kulturní památkou, aby ho bylo možno přestavět. Projektant podle požadavků památkářů umístil několik stávajících litinových sloupů z podpěry jako nenosné ozdoby, výsledek můžete vidět na obr. 8. Ministerstvo kultury by mělo o „odpamátnění“ rozhodnout během měsíce ledna 2016.

Podobný problém hrozí v Brně. Zde je v současnosti řešeno doprohlášení rozsáhlého souboru staveb, včetně mostů v km 142,550 přes Křídlovickou ulici (viz obr. 9) a v km 143,143 přes Hybešovu ulici (viz obr. 10). Vzhledem k jejich stavu a nutnosti rekonstrukce zabezpečovacího zařízení je nutno ještě před rozhodnutím o variantě přesunu uzlu



Obr. 7 Plzeň severní viadukt Mikulášská



Obr. 8 Vizualizace nového mostu



Obr. 9 Brno hl.n. most Křídlovická



Obr.10 Brno hl.n. most Hybešova

Brno tyto mosty přestavět. Budou-li stávající mosty chráněny, hledání cest přestavby uzlu Brno se nesmírně zkomplikuje.

Chráněny mají být v Brně i desítky let neviditelné zbytky historického mostu nyní zřejmě ukryté v novějším tělese náspu (viz obr. 11 a 12).

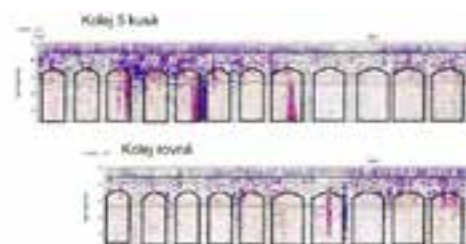
Řešením takových situací by mohlo být použití vyzískaných částí mostu pro jiný účel na jiném místě, i když účelnost nové funkce se těžko hledá. Příkladem je chráněný portál tunelu v Obřanech (původní stav viz obr. 13), který byl nahrazen novým (viz obr. 14) a v rozebraném stavu čeká uložen již přes 10 let na něčí nápad na své nové využití (viz obr. 15).

To se zatím nepodařilo ani Komisi pro ochranu památkového fondu v oblasti železniční dopravy, kterou v roce 2013 NPÚ zřídil po dohodě s ministerstvem kultury jako poradní sbor generální ředitelky NPÚ. V komisi vedené železničním historikem Ing. Mojmírem Krejčíříkem jsou kromě specialistů NPÚ a železničních muzejníků i zástupci SŽDC a ČD.

Přesto věřím, že nakonec se problémy podaří vyřešit ku prospěchu zkvalitnění železniční dopravy při zachování možného historického významu v případech, kdy je soulad možný.



Obr. 11 Příjezd 1.vlaku do Brna 1839



Obr. 12 Radarový snímek náspu s mostem



Obr. 13,14,15 úsek Brno – Blansko, Obřanský tunel, původní portál, nový portál, chráněné uložené očíslované kameny rozebraného portálu v Maloměřicích



Rekonstrukce Negrelliho viaduktu – komplexní přístup k diagnostice historické konstrukce

|10

doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D., SUDOP PRAHA a.s.

1. Úvod

Projektová příprava rekonstrukce železničního mostu, který je zároveň kulturní památkou přináší z hlediska projektanta i správce úskalí, se kterými se běžně nemusí vypořádávat. Tento příspěvek si klade za cíl přispět k tomuto tématu zkušenostmi, které projektant načerpal během zpracování projektu Rekonstrukce Negrelliho viaduktu.

2. Negrelliho viadukt – cíl rekonstrukce

Negrelliho viadukt leží v traťovém úseku Praha Masarykovo nádraží – Praha Bubny, který je součástí trati Praha Masarykovo nádraží – Děčín hl. n. a Praha Masarykovo nádraží – Praha Libeň. Obě uvedené části trati jsou součástí celostátní dráhy, vlastním je ČR zastoupená Správou železniční dopravní cesty (SŽDC, s.o.). Obě tratě jsou elektrizované stejnosměrnou soustavou 3 kV.

Viadukt byl uveden do provozu v roce 1850. V roce 1875 byl postaven tzv. spojovací viadukt pro spojovací trať Hrabovka–Karlín. Negrelliho viadukt je tvořený patnácti samostatnými mostními objekty. Délka hlavní trasy směrem od Masarykova nádraží je 1167,2m, celková délka viaduktu včetně spojovacího viaduktu činí přibližně 1400 m.

Stavba „Rekonstrukce Negrelliho viaduktu“ řeší nevyhovující stav mostní konstrukce, železničního svršku, zabezpečovacího, sdělovacího a silnoproudého zařízení a trakčního vedení. Rekonstrukce Negrelliho viaduktu je úzce provázána se stavbou „Modernizace trati Praha–Kladno“, kterou umožňuje návazně realizovat. Po dostavbě rychlodráhy Praha–Kladno se v dopravní špičce předpokládá u linek na Kladno interval 15 minut, předpokládaný interval na Kralupy nad Vltavou je 30 minut a interval na letiště 10 minut. Celkem tak lze v dopravní špičce v traťovém úseku Praha Masarykovo nádraží – Praha Bubny předpokládat až 14 párů vlaků za hodinu.

Cílem stavby je zajistit plnění závazných parametrů modernizované trati. Jedná se především o prostorovou průchodnost GC, traťovou třídu zatížení D4, úpravy geometrických parametrů koleje odstraňující lokální omezení rychlosti, zajištění dostatečné kapacity dráhy, dodržení hygienických limitů hluku a vibrací, nahrazení nevyhovujících konstrukcí a zařízení. Navržená stavba tyto cíle plní.

3. Navržené a provedené diagnostické práce

Pro zakázku takového rozsahu bylo nutné již ve fázi přípravné dokumentace definovat rozsah průzkumných prací, které budou doplněny v rámci projektu stavby (či před jeho provedením). Objem prací bylo nutné přesně kvantifikovat, aby byly zahrnuty do souhrnného rozpočtu stavby, neboť tvořily jeho významnou položku.

Provedené diagnostické práce lze rozdělit do následujících skupin:

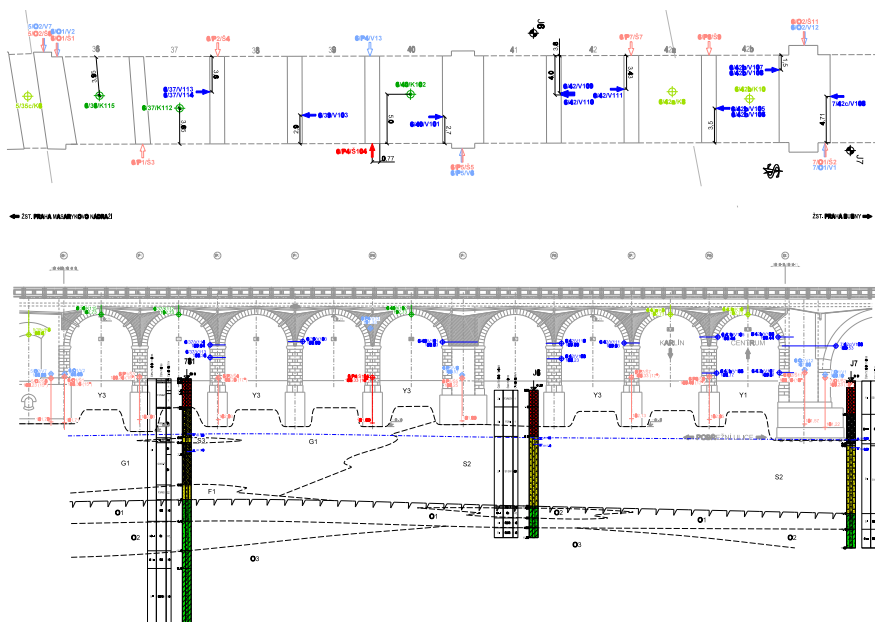
A) Ověření tloušťky konstrukcí

Bylo provedeno více jak 1000m vrtů do kleneb a pilířů. Cílem bylo ověřit informace získané z archivní dokumentace a poskytnout tak podklad pro statický výpočet. Vzhledem k heterogenitě cihelného a pískovcového zdiva byl formulován požadavek na provedení min. 3 vrtů do každé klenby. Z vývrtů byly odebírány vzorky zdiva pro ověření tlakové pevnosti zdících prvků. Nutno uvést, že část prací (cca 20%) byla provedena již v předprojektové přípravě provedené investorem v rámci jiné zakázky.

B) Ověření hloubky základových spár pilířů a stavu podzákladí

Byly provedeny svislé a šikmé vrtý, které měly ověřit hloubku základových spár všech pilířů. Byl kladen důraz na ověření projektové dokumentace a způsobu založení mostů. Na ostrově Štvanice byla provedena u dvou pilířů kopaná sonda, která měla za cíl ověřit stav dřevěných pilot a dřevěného roznášecího roštu. Bylo provedeno řádově 1500m vrtů. Dle výsledků bylo rozhodnuto o nutnosti injektáže podzákladí mostů v Karlíně. Většina vrtných prací byla provedena již v předprojektové přípravě provedené investorem v rámci jiné zakázky.

Příklad zákresu provedených ověřovacích vrtů pro SO 14-10 je uveden na Obr.1.



Obr.1 Příklad provedených ověřovacích vrtů pro SO 14-10

C) Ověření mezerovitosti zdiva pilířů a základů

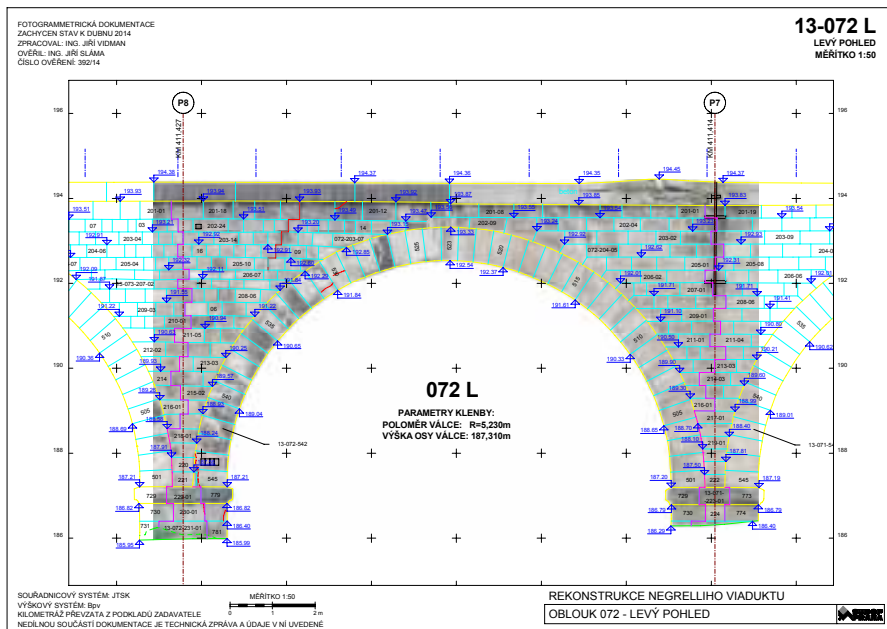
Ověření mezerovitosti zdiva pilířů a základů probíhalo v rámci ověřování tloušťky konstrukcí a hloubky základových spár pilířů a stavu podzákladí. Dle zjištěné mezerovitosti zdiva bylo rozhodnuto o nutnosti provést injektáž zdiva a kvantifikaci objemu injektážní směsi.

D) Detailní ověření materiálových vlastností zdiva

Při vyhodnocení tlakových pevností zdících prvků získaných v rámci odvrtů pro ověření tloušťky konstrukcí byl zjištěn velký rozptyl dosažených hodnot. Bylo nutné vyvinout metodiku kombinující destruktivní a nedestruktivní zkoušení, aby bylo možné dodat charakteristické pevnosti degradovaného zdiva pro podrobný statický výpočet a následně během realizace reagovat na zjištěné vlastnosti očištěného zdiva. Toto ověření proběhlo ve spolupráci s Kloknerovým ústavem ČVUT v Praze. Během realizace se předpokládá doplňkový diagnostický průzkum, který určí, zda má příslušný zdící prvek dostatečnou pevnost. Pokud ne, bude během realizace odstraněn a nahrazen materiálovou replikou.

E) Fotogrammetrie bočních pohledů a podhledů kleneb

Pro všechny mosty bylo proto provedeno fotogrammetrické zaměření, na základě kterého byl zakreslen spároveň všech zdících prvků kamenných mostů. Pro ně byl vyvinut systém unikátního číslování, aby bylo možné rozebírané klenby opět složit, případně nevyhovující zdící prvky nahradit přesnou materiálovou replikou. Fotogrammetrie umožňuje takovou repliku vytvořit. Příklad výstupu z fotogrammetrie pro levý pohled na klenbu č.72 poskytuje Obr. 2.

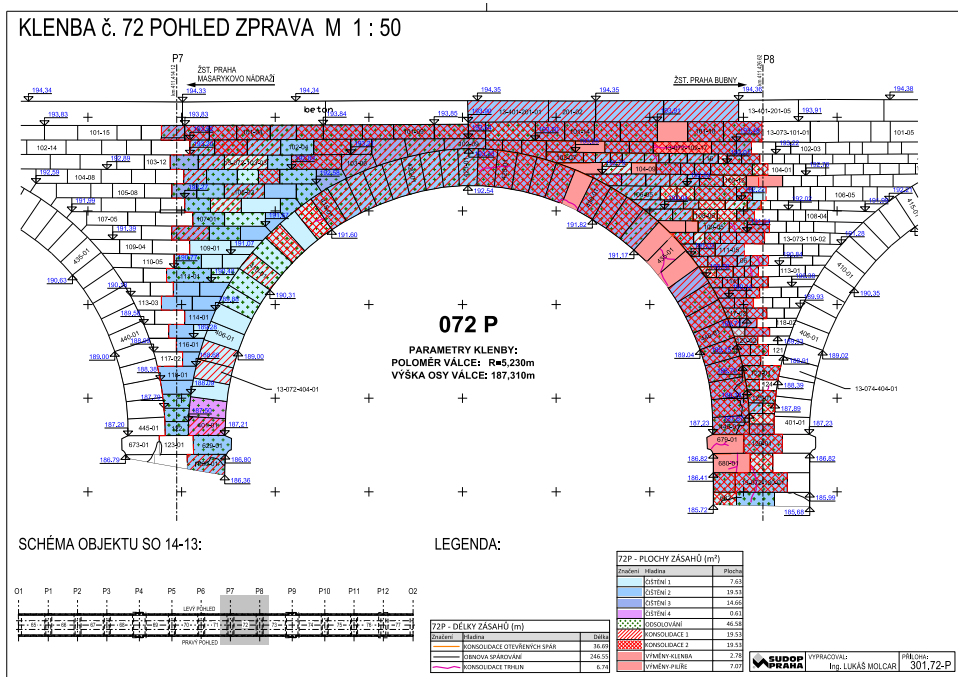


Obr.2 Příklad restaurátorského průzkumu pro pravý pohled na klenbu č. 72

F) Restaurátorský průzkum konstrukce

Restaurátorský průzkum mostu byl požadován orgány památkové péče. Byl proveden ve dvou etapách: předběžný restaurátorský průzkum v rámci přípravné dokumentace a podrobný restaurátorský průzkum v rámci projektu stavby. Restaurátorský průzkum v sobě snoubil hodnocení stavebně historické, výtvarné, ale také způsob degradace jednotlivých druhů kamene vystavených 150ti letům

agresivního prostředí; zdící prvky byly tedy hodnoceny z hlediska chemického a mineralogického. Restaurátorský průzkum byl proveden do podkladů z fotogrammetrického zaměření. Během realizace dojde k očištění nosné konstrukce, kdy bude nutné provést aktualizaci restaurátorského průzkumu. Příklad výstupu z restaurátorského průzkumu se zhodnocením projektanta poskytuje Obr. 3.



Obr.3 Příklad restaurátorského průzkumu pro pravý pohled na klenbu č. 72

4. Zhodnocení provedených diagnostických prací, závěr

Z provedeného souboru diagnostických prací vyplynulo množství informací, které umožnily statické posouzení konstrukce a návrh její rekonstrukce. Zároveň je nutné konstatovat, že výsledky byly zatíženy velkým rozptylem hodnot a někdy byly dokonce protichůdné. Výsledky také odhalily množství novodobých stavebních úprav, které většinou zhoršily stav konstrukce původní.

Závěrem je nutné uvést, že v případě konstrukce takového rozsahu, jako je Negrelliho viadukt, se jednoznačně potvrdilo, že je nutné do diagnostiky konstrukce investovat značné prostředky. Diagnostika musí být provedena komplexně, neboť při nekoncepčním přístupu by mohly její výsledky vést projektanta ke značně konzervativním řešením a k rekonstrukci mostního objektu spočívající v jeho kompletní náhradě mostem novým.

Oskar – Rekonstrukce mostu v km 80,930 trati Hohenau (ÖBB) – Přerov

|11

Ing. David Kmošek, EXprojekt s.r.o.

1. Základní údaje o mostě v novém stavu

Předmětný most převádí dvoukolejnou železniční trať Hohenau (ÖBB) – Přerov přes odlehčovací rameno řeky Dyje cca 2,4 km jižně od žst. Břeclav (měřeno po trati). Nosnou konstrukci mostu tvoří ocelová konstrukce s plnostěnnými trámy uzavřeného průřezu, vyztuženými tzv. „síťovaným obloukem“. Rozpětí nosné konstrukce je 97,500 m, konstrukční výška NK mostu je 15,64 m v polovině rozpětí, šikmost mostu je levá (úložný úhel 41°), VMP 3,0 v přímé. Nová traťová rychlost je 160 km/h (původně 100 km/h). Pro každou kolej je navržena samostatná NK. Na jednom hlavním nosníku je osazeno 40 ks táhel (mez kluzu garantována na min. 460 MPa, průměry táhel 90 mm a 120 mm), tj. 80 ks na jednu NK. Hmotnost jedné OK mostu je necelých 1000 tun.

Zadavatelem stavby je Správa železniční dopravní cesty, státní organizace, Stavební správa Východ.

Zhotovitelem mostu je FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s. Bez vysoké technické a praktické úrovně zhotovitele stavby a maximálního úsilí celého realizačního týmu by toto náročné inženýrské dílo nemohlo být úspěšně realizováno.

2. Zdůvodnění stavby

Stávající nosná konstrukce včetně spodní stavby nevyhovovala požadavkům na zvýšení traťové rychlosti díky závadám na spodní stavbě (nízká kvalita betonu – zatlačování a naklánění ložisek) a závadám na železničním svršku – prototypové řešení přímého upevnění s dilatačními zařízeními na mostě. Možnost rektifikace dilatačních zařízení vzhledem k poklesům NK mostu byla již vyčerpána. Důvodem k rychlému řešení stavby byl závazek zvýšení traťové rychlosti na základě smluv na mezinárodní úrovni (mezinárodní program RAILJET).

3. Příprava projektu

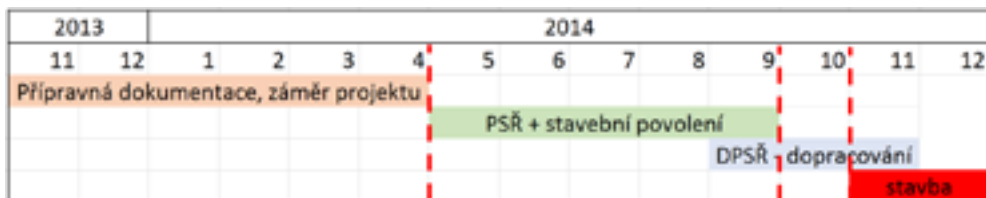
3.1. Okrajové podmínky zadání a termíny projekčních prací

Zadání projektu v tomto případě jednoznačně ovlivnilo zvolené technické řešení. Základními požadavky zadavatele bylo: Financování stavby z „OPD1“, realizace stavby v roce 2015 a zvýšení traťové rychlosti na 160 km/h. Z těchto důvodů bylo s ohledem na nutné profinancování stavby z „OPD1“ navrhnout takové technické řešení, které bude možno realizovat bez územního řízení a bez studií dopadu stavby na životní prostředí (perličkou je, že v lokalitě hnízdí orel mořský a také se zde nachází více než 8 různých druhů zájmů ochrany životního prostředí – nadregionální biokoridor a Ramarský mokřad nevyjímaje). Břeclavská opěra mostu je navíc součástí protipovodňové

hráze. Výsledkem všech projednání byl jednopolový most, který musel být šikmý, aby respektoval stávající úhel křížení, ne zmenšil celkovou průtočnou kapacitu koryta a aby nezasahoval do protipovodňové hráze. Oproti očekávanému třípolovému mostu se takto projekční příprava násobně zkomplikovala.

3.2. Termíny projekčních prací

Díky nutnosti financování stavby z „OPD1“ vznikly velmi náročné časové podmínky, které znamenaly nutnost rozdělit projekční přípravu v poslední fázi na PSŘ a DPSŘ. Všechny projekční stupně mostu zpracovala společnost EXprojekt s.r.o. - harmonogram přípravy stavby viz Obr.1.



Obr. 1 – Harmonogram projekčních prací

3.3. Rozsah průzkumných prací, zatěžovací zkoušky pilot – vodorovnou silou

S ohledem na velmi složité základové podmínky a historicky potvrzené problémy se zakládáním v dané lokalitě bylo nutno provést kromě standardní průzkumů (4x kopaná sonda pro hloubku založení, 4x průvrty opěr, 4x IG vrtaná sonda, 4x IG penetrační sonda) také zatěžovací zkoušku pilot pro stanovení jejich pracovního diagramu – odezvy na vodorovné zatížení. Také bylo nutno ověřit vrtatelnost pilot malou soupravou, která by se vešla pod stávající most. Pro tento účel byly v rámci projekční přípravy zhotoveny 4 ks nesystémových pilot, z nichž dvě byly podrobeny účinkům vodorovných sil. Vrtatelnost malou soupravou se nepotvrdila (hmotnost soupravy je pouze necelých 8 tun a nebyla schopna provrtat tuhé jíly začínající v hloubce cca 3 m až 6 m). Technické řešení mostu muselo být na základě průzkumu upraveno. Data získaná vodorovným zatěžováním pilot byla využita ke zpřesnění výpočtu interakce kolej / most.

4. Specifické znaky mostu

4.1. Rozpětí 97,5 m a šikmost mostu 41°

Díky stanovisku správce povodí, který požadoval vymístit pilíře z koryta řeky a nesouhlasil se zásahem do protipovodňové hráze, která navazuje na stávající opěru, bylo nutno pro dodržení termínu realizace stavby 2015 navrhnout nové opěry před stávajícími, které mají šikmý líc. To si vyžádalo jednopolovou šikmo uloženou konstrukci. Nebylo tak nutné vyřizovat územní řízení a projekt měl šanci na profinancování z „OPD1“, což bylo prioritou zadavatele.



Obr. 2 –Porovnání stávajícího a nového mostu, pohled zprava, vpravo směr Břeclav

4.2. Statický systém – síťovaný oblouk

První posuzovanou variantou byl tzv. Langerův trám, který ale při daném rozpětí a při dané šikmosti neměl dostatečnou tuhost a vykazoval nevyhovující vlastní frekvence, navíc vlastností Langerova trámu je kmitání mostovky ve tvaru přibližně sinusové vlny s amplitudami cca ve čtvrtinách rozpětí a proto pro něj platí přísnější limity vlastních frekvencí (první vlastní tvar: $f_0 = 1,15$ Hz nevyhovuje pro povolený rozsah $<2,36$ Hz; $5,18$ Hz>). Na základě provedených výpočtů bylo následně přistoupeno k návrhu tzv. „síťovaného oblouku“, který v prvním vlastním tvaru kmitá na celé délce rozpětí a má výrazně větší tuhost (první vlastní tvar: $f_0 = 2,42$ Hz vyhovuje pro povolený rozsah $<1,56$ Hz; $3,05$ Hz>). Porovnání vlastních frekvencí a jejich limitů jasně ukázalo na nutnost použití statického schématu „síťovaný oblouk“. Díky šikmosti mostu bylo nutno mnoho částí mostu posuzovat pomocí deskostěnových modelů - viz web mostu: WWW.MOSTOSKAR.CZ.

4.3. Zesílení vnějších oblouků, balast, koncová příčná výztuha, portál, propojky táhel

Podrobnější analýza ukázala, že je z důvodu šikmosti mostu nutno se zabývat odezvou konstrukce na dynamické zatížení dopravou. Šikmost uložení generuje vodorovné výchylky při svislém zatížení, které sice nejsou pro NK mostu při daném rozpětí nijak zásadní, ale zato významně budí kmitání táhel. Výsledkem výpočtu odezvy NK, který zpracoval Doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., kterému také touto cestou děkujeme za aktivní spolupráci a podstatný přínos celému projektu při velmi profesionálním zpracování expertního posudku našeho projektu, bylo zesílení ztužidel, zejména portálové diagonály, zesílení koncové příčné výztuhy (uzavřený trojstěnný průřez), zesílení koncových oblastí mostovkového plechu, zesílení průřezu vnějších oblouků a doplnění balastu do trámů hlavních nosníků. Balast byl navržen také proto, že příznivě přispěl k zefektivnění návrhu táhel. Výstupem odezvy na dynamické zatížení byla také úprava navržených propojek táhel – vložení pryžových profilů pro zlepšení útlumu. Dominantní portál mostu viz Obr. 3.



Obr. 3 – Dominantní portálové ztužení mezi oblouky, pohled do NOK1 směr Břeclav

4.4. Táhla a jejich montáž, měření

V první fázi projektu bylo uvažováno s rektifikovatelnými táhly (typu např. Macalloy). Na základě projednání projektu na poradách se zástupci zadavatele a na základě detailního zkoumání možnosti následných oprav a rektifikací táhel po dokončení montáže (vyžaduje měření všech táhel) a na základě požadavku minimalizovat neudržovatelné korozivní detaily (závity, čepy, plochy mezi styčnickem a vidličkou – celkem více než 1600 takových detailů na celém mostě) bylo přistoupeno k návrhu svařovaných táhel bez závitů umožňujících rektifikaci. Tato táhla jsou výhodnější díky vyšší tuhosti v připojení, což má vliv právě na kmitání táhel – jeden z nejdůležitějších faktorů mostu. Při detailní analýze problému jsme zjistili, že v daných časových možnostech stavby nebude možné ponechat na konstrukci měřicí aparaturu bránící dalšímu postupu prací (jedná se o 6150 m kabelů, 368 tenzometrů, 169 měřených kanálů ve stavební buňce osazené na NK mostu) a následně ladit síly v táhlech. Proces totiž připomíná ladění harfy – je nutno zachovávat klimatické podmínky a napnutí každé struny (táhla) následně rozladí všechny (všechna) ostatní. Po dobu montáže táhel jak konstrukce mostu, tak především táhla působí značně nelineárně (průhyby táhel během montáže dosahují až téměř 200 mm při délce táhla cca 13 m). Jedinou šancí, jak zvládnout stavbu v termínech dle harmonogramu zhotovitele, bylo přistoupit k řízené montáži táhel a aktivovat táhla rovnou takovými silami, aby po napnutí poslední sady táhel došlo k nastavení požadovaných výsledných sil ve všech táhlech mostu hned napoprvé. Další rektifikace táhel by s ohledem na zjištěnou citlivost vzájemných závislostí sil v táhlech nebyla prakticky proveditelná (znovu osazení ústředěn a kabelů bez zachování kontinuity sil v táhlech nemá smysl). Táhla byla namontována v osmi fázích. Jedna fáze trvala jednu noc (kvůli teplotním vlivům byla táhla napnuta a zavařena v noci). Samotný návrh předpínacích sil a počet předepnutých táhel je přímo ovlivněn způsobem podepření při montáži, postup napínání táhel byl tedy vyčíslen na základě zhotovitelské dokumentace montáže OK mostu (jednalo se o 32 táhel bez předpětí, 8 táhel s konstrukčním předpětím do 30 kN a 40 táhel s předpětím nad 30 kN – předpětí se vnašelo utahováním závitových tyčí provlečených přípravky na táhlech).

Před zahájením montáže táhel byl měřen vliv svařování na sílu v táhle a bylo provedeno dvoudenní testování NK a měření „hluchých“ napínání táhel za účelem kalibrace výpočetního modelu, který byl sestaven pro tyto účely parametricky. Také proběhla kalibrace měření teploty NK ve vazbě na dilataci NK (táhla, oblouky, mostovka a trámy).

Pozitivně na táhla působí také balast (jedná se o 150 tun křemičitého písku nasypaného v komorách středních čtvrtin trámů hlavních nosníků), který by nebyl potřebný v případě, že by byl časový prostor na realizaci spřažené ocelobetonové mostovky, kterou však neumožnily přípustné výluky trati a požadavek na financování z OPD1 – realizace mostu v roce 2015.

Samotná problematika návrhu a následně řízení procesu aktivace táhel je natolik náročná, že jí bude věnován některý z dalších příspěvků v dalších letech. Bylo nutno vyvinout a naprogramovat unikátní metodu, která umožnila návrh postupu výstavby i přes silně nelineární chování táhel a zahrnula vliv celé řady statistických faktorů (vliv imperfekcí táhel, natočení konců táhel nerovnoměrným svařením, smrštění od svařování, rozptyl teploty NK / táhla, nedokonalosti podepření, nepřesnosti měření, ovlivnění fixace táhla po napnutí nahříváním pro svaření a další...). Výpočet tedy probíhal s volbou statisticky nejhorších parametrů pro historii každého táhla do daného posuzovaného bodu v čase. Pro každé táhlo v každém časovém uzlu tedy existoval jiný výpočet, který pro dané táhlo znamenal nejnepríznivější možnosti v celé historii montáže (tzn. pro všechna táhla volit pokaždé jiné vstupní parametry tak, aby výpočet pro řešené táhlo vykázal jeho co nejnepríznivější stav a následně podle toho navrhnout potřebnou aktivační sílu řešeného táhla, aby za provozu fungovalo lineárně). To vše zahrnuto do nelineárního výpočtu postupu výstavby. Celý postup a také vývoj tzv. „subnelineárního“ parametrického výpočtu (speciálně pro tento most byl naprogramován celý na míru nově vyvinutý výpočetní „engine“) bude postupně prezentován na webu mostu: WWW.MOSTOSKAR.CZ a také na veřejném semináři, který bude naše projekční kancelář pořádát na jaře roku 2016. Informace o semináři budou postupně uloženy na webové stránky mostu. Zde bude také začátkem roku 2016 zveřejněn dokumentární film o montáži táhel a přípravě projektu.

4.5. Systém řízení dilatace mostu

S ohledem na dilatační délku mostu bylo nutno navrhnout systém pro řízení dilatace mostu pro snížení napětí v kolejnicích od interakce kolej / most. Z důvodu šikmosti mostu mají jak páky SŘDM, tak samotná kotevní tyč výjimečné rozměry – kotevní tyč je kulatina průměru 200 mm a délky necelých 7 m a páky systému mají délku 3,15 m. U šikmého mostu je návrh SŘDM výrazně komplikovanější v detailech. Mimo jiné bylo obtížné vyřešit odizolování systému v místě kotvení proti účinkům bludných proudů. Principu a účelu SŘDM se věnovaly příspěvky předchozích ročníků tohoto sborníku, nebudeme jej tedy opětovně popisovat.

4.6. Spodní stavba a založení, zemní kotvy

Díky výsledkům zatěžovacích zkoušek nesystémových pilot bylo přistoupeno k úpravě návrhu založení – mostní opěry jsou založeny na velkopřůměrových pilotách průměru 1,2 m a jsou kotveny vždy 8 ks trvalých lanových kotev (6pramencových, délky vrtání 27 m pod úhlem 15° v jedné a 25° ve druhé řadě). Díky kotvení jsou splněna kritéria

pro bezстыkovou kolej stanovená v ČSN EN 1991-2. Pro přenesení účinků provozního zatížení (tr. třída D4 při rychlosti 160 km/h) však spodní stavba vyhovuje i bez zemních kotev (záměr návrhu).

4.7. Architektonické a barevné řešení mostu, název mostu – „Oskar“

Čistě bílá konstrukce plynulého tvaru odlehčená ustupující křivkou náběhu horní části trámu, černý spodek mostovky, pigmentovaný beton dílků opěr na přírodní tmavě šedou, propracovaný návrh zábradlí, žlutá táhla a ztužení oblouků – jako paprsky slunce – to vše dává mostu jméno po synonymu slunce. Objevily se názory různých stran: „Proč se zabývat vzhledem - most není v intravilánu, nikdo jej neuvidí“ apod. Každé inženýrské dílo si zaslouží péči o estetické působení, které je finálním výsledkem práce všech zúčastněných. Inženýrské dílo daných rozměrů, náročnosti a významu není možné zodpovědně pojmout bez ohledu na estetické působení. V tak klidné a nerušené lokalitě most působí velmi empaticky. Přítomnost stezky pro pěší vedoucí podél protipovodňové hráze nemůže být jediným důvodem pro snahu vytvořit k přírodě harmonický návrh.

5. Závěr

Zatěžovací zkouška mostu proběhla „na výbornou“, všichni si doslova oddechli, když naměřené hodnoty změn sil v táhlech a průhyby mostu odpovídaly vypočteným hodnotám a potvrdily správnost projektu. Mostní konstrukce bude s ohledem na její složitost a atypičnost a využití celé řady nových postupů a detailů dále monitorována kontinuálním měřením po dobu 3,5 roku. V některém z dalších příspěvků bychom rádi výsledky monitoringu prezentovali. Obrázek ze zatěžovací zkoušky mostu viz Obr. 4.

Díky naprosté atypičnosti mostu a celé řady nově řešených technických problémů, které bylo nutno překonat, vznikla v rámci přípravy projektu celá sbírka inovativních metod a produktů řešících nejen problematiku táhel, ale také mnoho jiných dalších ojedinělých záležitostí.



Obr. 4 – Zatěžovací zkouška mostu jeřábem GEK 80, pohled po km směr Břeclav



Obr. 5 – Vizualizace projektovaného stavu

*Projektujete a nemáte kde vytisknout výkresy a dokumenty?
Naše středisko reprografie Vám nabízí tyto služby:*

- ❖ *maloformátový a velkoformátový tisk*
- ❖ *maloformátové a velkoformátové skenování*
- ❖ *dokončovací knihařské práce*
- ❖ *kompletace projektové dokumentace*

Nově možnost tisku na produkčním stroji:

- ❖ *tisk hlavičkových papírů, pozvánek, brožur V1*
- ❖ *tisk do velikosti 320x487 mm*
- ❖ *oboustranný tisk do 300g*



Océ ColorWave 650

*Další informace naleznete
na www.sudop.cz/sluzby/reprografie*

Modernizace trati Rokycany – Plzeň, tunely Ejovice, historie projektové přípravy a současnost výstavby

|12

Ing. Michal Gramblička, SUDOP PRAHA a.s.,
Ing. Jiří Velebil, Ing. Jiří Mára, METROPROJEKT Praha a.s.,
Ing. Štefan Ivor, Metrostav a.s.

V současnosti probíhá realizace nejdelšího železničního tunelu v ČR, z katastru obce Kyšice mezi Ejovicemi do Plzně. Projektové příprava stavby probíhala od roku 2002 a předpokládáme, že na konci roku 2015, bude vyraženo cca 70% délky jižního tunelu.

Historie projektové přípravy (2002-2011) a souvislosti se železničními koridory

Výstavba nových železničních tunelů byla v období od přelomu tisíciletí koncentrována do evropských tranzitních koridorů (TŽK), které se na území ČR ve směru západ-východ a sever-jih křížují. Rozhodujícím impulzem pro jejich výstavbu byly evropské dotace z Operačního programu Doprava, který je financován jak z Fondu soudržnosti (určen pro podporu chudších států EU (nikoliv regionů) a v programovacím období 2007 - 2013 pomáhá 12 novým členským státům střední Evropy a Středomoří a starším členským členům EU Řecku, Portugalsku a Španělsku.), tak z Evropského fondu pro regionální rozvoj (ERDF). Z pohledu objemu finančních prostředků představuje největší program z fondů EU spadající do cíle Konvergence. 5,76 mld. eur (přibližně 162,41 mld. Kč), představují více jak dvacetiprocentní podíl veškerých finančních prostředků určených z fondů EU pro Českou republiku navýšených o dalších 1,01 mld. eur (asi 26,8 mld. Kč) z českých veřejných zdrojů. Z OPD1 se dodnes podařilo spolufi-



Obr. 1 Železniční koridory ČR

nancovat všechny tunely na 1. a 2. tranzitním koridoru z Olomouce do Ústí nad Orlicí (tunely - Hněvkovské, Krasíkovský, Malá Huba, Velká Huba, Třebovický a Janbluňkov v celkové délce 2,90 km), 4. koridoru z Benešova do Tábora (tunely Tomické, Olbramovický, Votický, Zahradnický a Sudoměřický v celkové délce 3,550 km, připravené jsou další dva projekty tunelů Mezno a Deboreč v délce 1,50 km).

Modernizace tratě v úseku Rokycany – Plzeň je po úseku mezi Prahou a Berounem nejdůležitější částí III. železničního tranzitního koridoru a splňuje podmínku výrazného zkrácení tratě mimo údolí Berounky, ve kterém je vedena stávající železniční trať. Dále umožní zvýšení traťové rychlosti do 200 km/h a výhledové napojení na vysokorychlostní železniční trať, s kterou se uvažuje od vjezdových portálů tunelu Homolka směrem na Ejovice. Trasa železniční tratě je vedena mimo obytná sídla, nacházející se mezi Rokycany a Plzní.

Příprava stavby, která je dlouhodobě umístěna do územních plánů VÚC Plzeňského kraje i jednotlivých obcí a byla prohlášena za stavbu veřejného zájmu, byla zahájena Územně technickou studií a v roce 2002 navrhla novostavbu dvou dvoukolejných tunelů, dl. 3.600 m, s cca 690 m hloubeným úsekem. Přípravná dokumentace pro územní řízení v r. 2006 navrhla dva dvoukolejné tunely Homolku dl. 2.400 m a Chlum dl. 1.300 m se zářezem, ve kterém byla umístěna železniční zastávka, každý z obou tunelů byl vybaven vlastní, paralelně vedenou únikovou štolou. Trasa tunelů byla vedena ve směru přibližně VJV - ZSZ a v západní části přecházela do mírného oblouku směrem k jihozápadu. Rozhodnutím Rady města Plzně o nutnosti výrazného omezení vlivu výstavby tunelů a také železniční dopravy na jeho okolí (především obytných zón v Újezdě), společně se zrušením železniční zastávky umístěné do zářezu mezi tunely v roce 2006, zásadně ovlivnilo koncepci vedení železniční tratě, především jeho podzemních objektů.

Projekt stavby a Zadávací Dokumentace pro soutěž (2012)

rozhodly, že dvoukolejná železniční trať bude v podzemí vedena tak, že každá kolej bude vedena samostatně v jednokolejném tunelu, když portálové části budou realizovány ve společných stavebních jámách. Stavební jáma, umístěna mezi tunely Homolka a Chlum, v depresi mezi oběma masivy měla mít pouze dočasný charakter a po dokončení výstavby ražených tunelů se měla zasypat. Následně se do tohoto prostoru umístil povrchový technologický objekt se šachtou s nástupními a záchrannými plochami pro jednotky Integrovaného záchranného systému a hasičského záchranného systému (zkráceně IZS a HZS ČR). Tunely budou propojeny soustavou osmi chodeb, sloužících především pro únik cestujících ze zasaženého tunelu do bezpečné zóny druhého tunelu a také pro umístění technologických objektů zabezpečujících železniční dopravu. Směrové vedení tunelů je Homolce na délku cca dvou třetin v přímé, další třetina délky pod Chlumm je v levém oblouku. Trasa severního tunelu je odsunuta severně tak, že maximální osová vzdálenost tunelů dosahuje 48,0 m. Výškové vedení trasy je v jednotném sklonu 8 ‰, trať klesá ve směru staničení, z Rokycan do Plzně. Nadmořská výška na vjezdu do tunelů je 380 m n.m., na západním 340 m n.m. Homolka se zvedá až na 417,0 m n.m., mezi masivy klesá terén až na 345 m n.m., protíná silnici z Újezdu do Bukovce a vrchol Chlumu stoupá až na 405,0 m n.m. Většina území je využívána zemědělskou výrobou, pouze v západním konci trasy je lesní porost. Navrhovanou trasu protínají celkem 3 silnice II. třídy, vedené výhradně z městské části



Obr. 2 Celková situace stavby

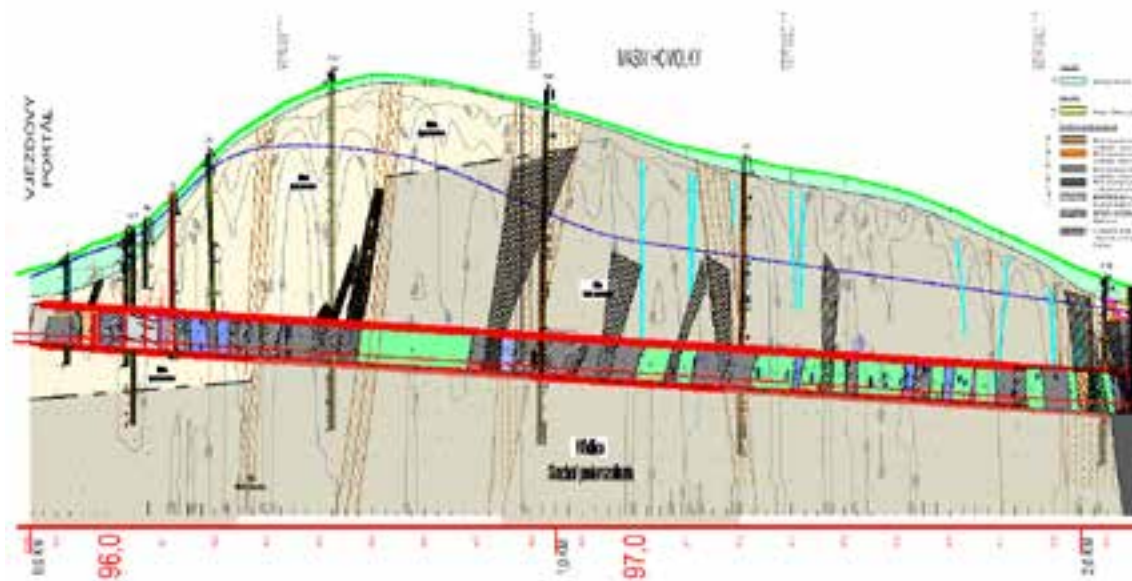
Plzeň Újezd do oblastí severně a východně od plzeňské městské aglomerace. Přímo nad trasou tunelu Chlum se nachází jediný objekt, bývalá rozhledna na Chlumu, když horninové nadloží nad tunelem je cca 60 m, nedaleko poklesové kotliny se nachází hospodářské objekty zemědělských statků, za depresí mezi Homolkou a Chludem přiléhá k trase tunelů souvislejší zástavba z přízemných garáží.

Průběh a podmínky soutěže na výstavbu

Zadavatel (SŽDC, s.o.), zastoupený Stavební správou Plzeň (nyní SS Západ se sídlem v Praze) připravil Zadávací podmínky a umožnil stavebním firmám navrhnout variantní řešení ražby jednokolejných tunelů. Po vyhodnocení soutěže vybral zadavatel v roce 2012 jako nejvýhodnější variantu dvou jednokolejných tunelů, ražených pomocí plnoprofilového tunelovacího stroje (Herrenknecht AG) od sdružení firem Metrostav a.s. a Subterra a.s. Dalšími soutěžícími byly firmy Skanska a.s. a OHL ŽS a.s. Po vyhlášení výsledku soutěže nemohla SŽDC, s.o. výstavbu tratě zadat k realizaci a zahájení stavby bylo několikrát odsouváno, protože ÚHOZ několik měsíců řešil odvolání neúspěšných uchazečů proti výsledku soutěže a tyto časové prodlevy výrazně zkomplikovaly čerpání dotací z evropských fondů.

Geologické poměry v trase tunelů

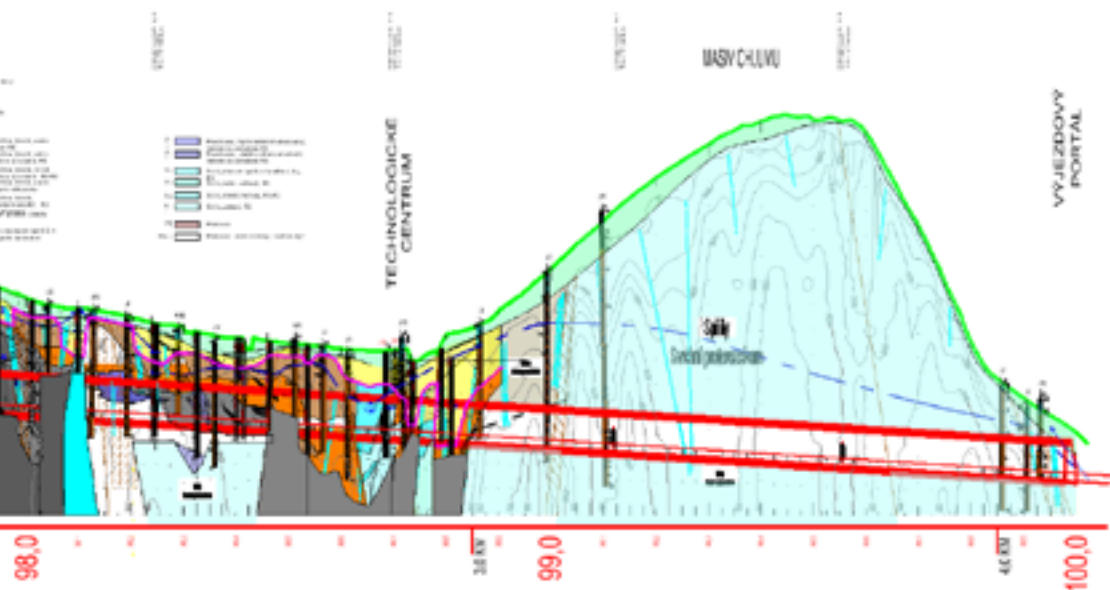
Podrobný geotechnický průzkum byl realizovaný v trase jižního tunelu a geofyzikální průzkum, který má větší plošný rozsah než bodové vrtné práce prokázal, že geologické struktury mají průběh zhruba jihovýchod – severozápad. Hlavní metodou podrobného geotechnického průzkumu byly vrtné práce. Z realizovaných 11 ks jádrových vrtů byly 2 vrty hydrogeologické, 1 vrt svislý inženýrskogeologický a 8 vrtů orientovaných – šikmých. V rámci hydrogeologického průzkumu byla vybudována síť hydrogeologických monitorovacích vrtů, která slouží ke sledování přirozené hladiny podzemní vody před výstavbou, v průběhu ražby a následně po ukončení stavby. Součástí hydrogeologických prací bylo též provedení čerpacích zkoušek pro stanovení velikosti přítoků v průběhu ražby a do stavebních jam.



Geologická stavba zájmového území je poměrně komplikovaná. K nejstarší jednotce zde patří horniny svrchního proterozoika zastoupené převážně tmavými břidlicemi a méně pak světlými prachovci. Směr vrstevnatosti je přibližně kolmý k ose projektovaného tunelu a sklon vrstevních ploch je 30 - 550° k západu. Rozpukání masivů klesá s hloubkou. Mladší jednotkou jsou paleozoické horniny stáří ordovik. Petrograficky lze charakterizovat jako prachovité břidlice s extrémně velkou až velkou hustotou diskontinuit. Prachovité břidlice se vyskytují v první cca třetině ražby v masivu Homolka od vjezdového portálu. Sedimenty jsou prostoupeny vulkanity, které tvoří významnou terénní elevaci - kopec Chlum. Jedná se o jemnozrnné masivní horniny převážně zelenošedé barvy, spility. Pro obě proterozoické horniny jsou charakteristické pyritové impregnace. Při přechodu ražeb mezi masivy Homolky a Chlumu se ve výběžku terciární pánve stáří neogén setkává výstavba s neogénním souvrstvím, které je tvořeno pískem a štěrky. V létě a na podzim se v depresi realizoval doplňující průzkum, který vyplynul z vrtů pro GTM – geotechnický monitoring lokality. Výstavba železniční tratě byla rozdělena na úseky, jejichž realizace pomocí NRTM by pravděpodobně probíhala najednou. Z velkých stavebních objektů vyčnívaly především ražené tunely s hloubenými stavebními jámami, když celková délka jednokolejných tunelů po dokončení výstavby bude 8.326 m.

Realizační dokumentace tunelů ražených plnoprofilovým tunel. strojem (2014)

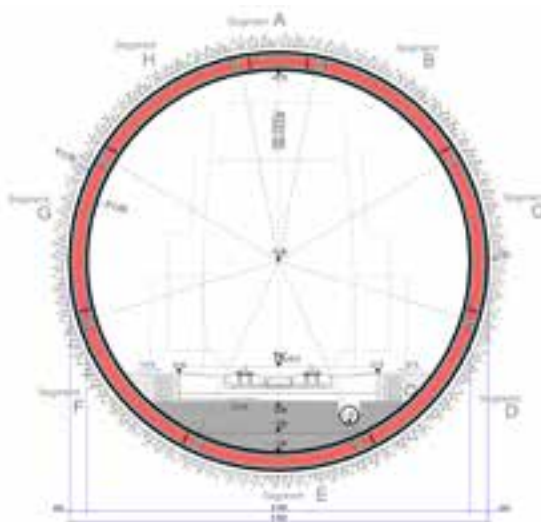
Realizační dokumentace tunelů respektuje všechny rozhodující parametry železniční tratě a upravuje pouze tvar ostění tunelových trub, který je daný změnou technologie výstavby – z cyklického postupu NRTM v podkovovitém profilu na kruhový profil pro plnoprofilový, konvertibilní tunelovací stroj (konvertibilní proto, že stroj je navržen do měkčích břidlic a prachovců Homolky a také pro spility v masivu Chlum).



Obr. 3 Podélný řez tunelem

Vzorový příčný řez tunelu

Světlý tunelový průřez jednokolejného tunelu je navržen ve shodě se Vzorovým listem – Světlý tunelový průřez jednokolejného tunelu s pevnou jízdni dráhou, převýšením 0-160 mm (bez odsazení) do rychlosti 160 km/h. Pro doložení požadovaných parametrů DVZ i pro rychlost 200 km/h bylo provedeno posouzení aerodynamického vlivu na cestující v uzavřeném dopravním vozidle při dosažení rychlosti 200 km/h.



Obr. 4 Vzorový příčný řez tunelem

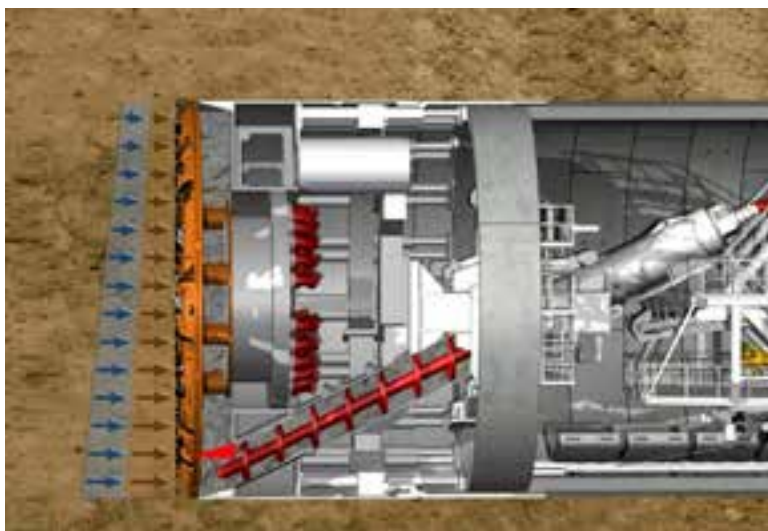
Nosná konstrukce tunelového ostění

Ostění kruhových, jednokolejných tunelů realizovaných pomocí plnoprofilových tunelovacích strojů respektuje všeobecné, normové požadavky na únosnost i použitelnost konstrukcí podzemních objektů. Byly provedeny statické výpočty navrženého ostění v rovinném (2D) i prostorovém (3D) modelu metodou lomové energie programem ATENA. Ostění bylo zatíženo horninovým tlakem, hydrostatickým tlakem, tlakem od mechanizace – při ražbě i při dopravě segmentů na čelbu, zatížením změnami teplot tak, jak to vyplývá z požadavků příslušných TKP. Navrhuje se uzavřený hydroizolační systém, když se předpokládá, že po čase se v podzemí obnoví stávající systém proudění vody v masívu.

Pro segmentové ostění je charakteristická velmi vysoká přesnost výroby prefabrikátů a systémové osazování těsnicích pásků přímo na vyrobené prefabrikáty. Geometrické odchylky jsou minimální, a proto těsnicí pásky vložené do obvodových drážek pak ve spárách ostění zatěsňují kvalitně podzemní dílo proti účinkům podzemní vody. Ostění podzemního díla se při uplatnění segmentových prvků skládá z jednotlivých prstenců kruhového tvaru. Segmentové ostění je z hlediska podélného uspořádání navrženo se zkosením, požadovaný výškový gradient a směrový oblouk je docílen vzájemným natáčením a posloupností instalace, když zkosena je vždy pouze jedna strana prstence. Vzhledem k tolerancím a nepřesnostem při ražení je průměr výrubu navýšen o 0,15 m a toto mezikružší je vyplněné injektážní směsí. Kruhové ostění je navrženo jako jednoplášťové s uzavřeným systémem izolace. Ostění tvoří prefabrikované železobetonové segmenty, s vnitřním průměrem 4,35 m, tloušťka segmentu je 0,40 m, šířka nosného prstence 2,0 m, beton ostění C45/55 XA2, XC2, XF2, XD1. Mimo prstenců v místě napojení spojovacích chodeb na tunel a obou připořádkových úseků, budou segmenty vyztuženy rozptýlenou výztuží. Kontaktní plochy mezi přiléhajícími prstenci musí být schopny přenést tlakové (rovněž excentrické) zatížení od podélného posunu stroje, posouvající síly mezi prstenci vzniklé jejich rozdílnou deformací a síly vzniklé konzolovým účinkem při skládání. Vodonepropustnost segmentového ostění se dosahuje dvěma způsoby, segmenty samotnými, jejichž propustnost je omezena (velikost trhlin vzniklých napětím je rovněž omezena) a nepropustnou izolací uloženou mezi segmenty (pryžové těsnicí pásky). Spoje v podélném a příčném směru jsou instalovány mezi segmenty z důvodů udržení přípustné tolerance při ukládání segmentů, udržení vodní izolace mezi segmenty ve stlačeném stavu a zajištění stability segmentů během usazování prstence. Spojovací systémy mají obecně dočasnou funkci, po dokončení všech injektáží, a pokud je tunelovací stroj vzdálen již cca 200 m, je možné je odebrat. Trvale však musí tyto systémy zůstat v okolí příčných propojek z důvodu, aby udržely izolaci stlačenou.

Posouzení pro výběr tunelovacího stroje a jeho základní parametry

Na základě geotechnických vlastností horninového masívu vyplývajících z Podrobného IGHP byl dodavatelem tunelů - Metrostavem a.s. a výrobcem stroje Herrenknecht AG. proveden návrh a posouzení tunelovacího stroje a vyhodnocení efektivnosti jeho nasazení. Základními parametry pro návrh a posouzení byly: pevnost v prostém tlaku, RMR, RQD a přítoky podzemních vod. Vzhledem k tomu, v České republice není žádná zavedená metodika pro výše uváděný výběr tunelovacích strojů, projektant společ-



Obr. 5 Razicí hlava tunelovacího stroje

ně se zhotovitelem použil nejpoužívanější, zahraniční metodiky normu SIA 198/1993 (i když tato je primárně určena do pro posouzení strojů do tvrdých hornin bez štítu) a DAUBT (Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen). Nasazení tunelovacích strojů bylo z hlediska penetrace vhodné, když její předpokládaná hodnota dosahovala minimálně 3 až 4 mm na 1 otočení řezné hlavy a na základě vyhodnocení podkladů z IGHP se konstatovalo, že geologické prostředí v navrhované trase tunelů tomuto požadavku vyhovují.

Hlavní parametry tunelovacího stroje s označením S-799 jsou: délka 115 m, hmotnost 1.860 t, průměr řezné hlavy 9.840 mm, maximální rychlost 80 mm/min., kroutící moment 23,7 MNm, tlačná síla 64,7 MN, instalovaný výkon 6,2 MW. Pro postup jsou možné následující módy ražeb: do břidlic otevřený / open, přechodový / transition, uzavřený / closed – všechny EPB módy a hard rock mód do tvrdých spilitů.

Realizace a hlavní zásady postupu výstavby

K oficiálnímu zahájení stavby došlo 15.11.2013, kdy bylo investorem předáno staveniště. Po tomto slavnostním aktu se rozběhla předvýrobní a výrobní příprava na plné obrátky. Sdružení muselo zajistit přístupy na pozemky a při začátku zemních prací vyvstal asi největší problém výstavby, který spočíval v nastavení režimu stavebních prací a jejich synchronizaci se záchranným archeologickým výzkumem (ZAV), který byl v oblasti vjezdového portálu, tj. od silnice Kyšice - Dýšina směrem k vjezdovému portálu tunelů dokončen až v srpnu 2014. Tyto přípravné práce se táhly téměř 10 měsíců a odsunuly reálný začátek výstavby. Zahájení ražeb tunelu se uskutečnilo 30.1.2015 osazením prvního prstence ve stavební jámě vjezdového portálu, přes víkend před tím zorganizovala SŽDC, s.o. Den otevřených dveří, kdy staveniště navštívilo několik tisíc zájemců o stavbu tunelů.

Postup výstavby ražených jednokolejných tunelů je nasměrován od vjezdového portálu, který vyhovuje především z hlediska volnější úpravy ploch a staveništních komunikací, kde je umístěno bunkoviště, míchací centrum, hala údržby, VN trafo s bunkovištěm a mezidepónií, částečnou nevýhodou tohoto směru je úpadní ražba.



Obr. 6 Foto tunelovacího stroje před ražbou

V harmonogramu bylo uvažováno s průměrným postupem ražeb od 12 m/den v uzavřeném / closed módu po 18 m/den v hard rock módu. Nejúspěšnějším měsícem pro ražby byl červen 2015 s 524,01 m a na začátku ražeb v únoru se vyrazilo pouze 51,85 m. Za 11 měsíců se tak vyrazilo celkově 2.900 m s průměrným denním postupem 9,50 m. Na vjezdové straně bylo nejproblematictějších prvních cca 250 m ražeb, kdy nestabilita horninového masivu s vysokými přítoky podzemních vod neumožňovaly dostatečnou výměnu řezných nástrojů a tím jejich předčasné opotřebení a výrazné zpomalení plánovaných postupů. Pro úpravu masivů byla využita chemická injektáž polyuretany a v místech deprese mezi Homolkou a Chlumem tzv. garáže, tj. betonové podzemní stěny, pod ochranou kterých se dají dláta vyměnit nejbezpečněji. V době přípravy článku v polovině prosince 2015 čelby procházejí nejkritičtějšími místy výstavby tunelů.

Rekonstrukce Harrachovského tunelu trati Liberec – Harrachov

|13

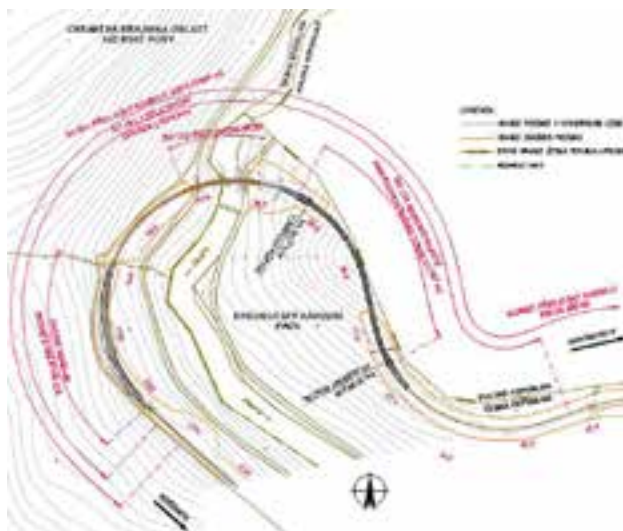
Ing. Ondřej Minich, PROMINECON CZ a. s., Ing. Alice Wetterová,
Ing. Jaroslav Lacina, Amberg Engineering Brno, a. s.

1. Úvod

V rámci investiční akce Stavební správy železniční dopravní cesty byla k 1.dubnu 2015 zahájena výluka na trati mezi železničními stanicemi Kořenov a Harrachov. Výluka trvala do 11. listopadu 2015 a v rámci ní došlo zhotovitelem stavby k rekonstrukci pěti stavebních objektů, které tvoří technicko-provozní celek zcela mimořádného úseku této železniční trati. Předmětem rekonstrukce byl Harrachovský tunel (SO 101), Most v km 36,628 (SO 102) – tzv. Jizerský viadukt, Železniční svršek (SO 201.1), Železniční spodek (SO 201.2) a Přeložka kabelu SŽDC (SO 301).

Navržená rekonstrukce odstraňuje špatný technický stav tunelu. Účelem je zvýšení traťové rychlosti ze stávajících 50 km/h na 55-60 km/h a odstranění nutnosti zavádění pomalé jízdy 10km/h v dotčeném úseku v zimním období z důvodu výskytu zalednění v tunelu a blízkém zářezu.

Tento článek shrnuje provedené práce z pohledu zhotovitele a autorského dozoru (projektanta).



Obr. 1 Situace s vyznačením jednotlivých objektů

2. Historie tunelu

Výjimečné postavení mezi ostatními, si Harrachovský tunel zaslouží zejména z důvodu jeho technických parametrů, které jsou v rámci stávajících tunelů, i těch budovaných v rámci někdejších rakouskouherských drah zcela unikátní. Trať mezi Tanvaldem a Harrachovem byla postavena v letech 1899 - 1902 jako důležité spojení průmyslové ob-

lasti Liberecka a Jablonecka se západní oblastí Slezska, jejímž významným střediskem bylo město Hirschberg (Jelenia Góra). Z památkově chráněného kořenovského nádraží (701 m. n. m.) pokračuje železnice táhlým obloukem ve tvaru podkovy skrze skalní zářez a přes most nad řekou Jizerou, kterým přechází z Jizerských hor do Krkonoš. Právě toto místo, tedy tok řeky Jizery tvořil státní hranici mezi Rakousko-Uherskem a Pruskem, později Československým státem a Německem. Po rozhodnutí o propojení těchto dvou oblastí, byly zvoleny dva technicky odlišné způsoby, jak se vypořádat s mimořádnými výškovými poměry tohoto regionu. Pruská strana realizovala převýšení pomocí soustavy ramp, zatímco Rakousko-Uhersko se přiklonilo k výjimečnému 4.43 km dlouhému Abtovu systému dvoupásové ozubnice v ose koleje na sedmikilometrovém úseku Tanvald - Kořenov překonávající výškový rozdíl 235 metrů stoupáním až 58 ‰, které je největší v České republice.

Mimořádný oproti ostatním tunelům v okolí, je zejména vejčitý tvar tunelové trouby, protože v době jeho vzniku, byla trať z Pruska až do hraniční stanice Kořenov elektrifikována v pruské, střídavé jedno fázové soustavě 15 kV 2/3 Hz. Ačkoliv v roce 1945 bylo elektrické vedení kompletně sneseno a mezinárodní provoz ukončen, dodnes jej připomínají např. konzole trakčních stožárů právě na Jizerském mostě.

Nejenom tento fakt, ale i zcela nepopiratelný um kamenických mistrů, jejichž práce přetrvaly do dnešních dnů zejména v portálových částech, vedly v roce 2013 Ministerstvo kultury a Národní památkový ústav k přiznání statutu Národní kulturní památky souboru objektů tunelu a viaduktu.

3. Příprava projektu

Příprava realizace tohoto projektu, tedy tunelu a skalního zářezu, byť zahájena v říjnu roku 2014, prošla několika fázemi vývoje a koncepčních přístupů.

Oproti projektové dokumentaci, kde byl předpoklad stavební dopravy především po kolejích, byl zhotovitelem (vzhledem k dalším okolnostem) zvolen způsob dopravy materiálu a strojů dopravou kolejovou.

Již samotná lokalita a nutnost koordinace všech kroků s institucemi jako CHKO Jizerské hory, Lesy ČR a pak zejména KRNP, turistické spolky, památkový ústav, nebo bezprostřední blízkost státní hranice a požadavky na pasportizaci komunikací, byly něčím, co kladlo důraz na domyšlení jednotlivých fází stavby dlouho dopředu.

Vzhledem k absenci jakýchkoliv sítí na stavbě, ať již energetických či inženýrských, musel zhotovitel připravit „autonomní – ostrovní“ systém, který bude schopen zásobovat stavbu i ve fázích snesení kolejí či mostu. Veškerá média byla na stavbu dopravována na značné vzdálenosti (400 m na stranu zářezu a 500 m k tunelu). Na tuto vzdálenost byly také například dopravovány suché směsi pro stříkané betony, což je na hraně kapacity tlakových sil a technologie jako takové. Výroba tlakového vzduchu a elektrické energie proto musela být předimenzovaná, vzhledem ke ztrátám, které na takových vzdálenostech vznikají a i z důvodu souběhu prací na obou stranách stavby.

Je zřejmé, že doprava materiálu nebyla jedinou okolností limitující možnost provádění prací. Dalším omezením byl způsob dopravy strojních mechanismů, protože realizace zejména bouracích a vrtacích prací na stavbě vyžaduje nasazení adekvátní techniky,

v prostředí libereckých žul, obecně považovaných za nejpevnější v rámci ČR dvojnásob. Ze stavebního povolení vyplývalo váhové omezení na provoz po zpevněné příjezdové cestě 20t, kterou se však zhotovitel zavázal uvést do původního stavu, navíc tato vede ke stavebnímu objektu skalního zářezu, nikoliv k tunelu. Jak jsme v průběhu přípravné fáze projektu zjistili, pod lesní cestou na opačném břehu Jizery, kterou si zhotovitel po dohodě s KRNAPEm pronajal, vede přívaděč pro vodní elektrárnu.

Po jednání se zástupci majitele elektrárny bylo jasné, že ani tato cesta nebude pro potřeby dopravy strojů a materiálů k tunelu vhodná. Majitel elektrárny se chystal v letních měsících zahájit rekonstrukci přívaděče, takže odmítl i možnost zapanelování celé dvoukilometrové trasy lesní nezápevněné cesty s ocelovou trubkou průměru 1000 mm a stěnou 10mm ležící v ose cesty, mnohdy jen 40 cm pod jejím povrchem. Závěrem jednání byla zmíněna hodnota dvoumilionové měsíční odstávky elektrárny v případě poškození přívaděče, které při uložení v poli bludných balvanů hraničila s jistotou. Poslední



Obr. 2 Pohled na vjezdový (Kořenovský) portál



Obr. 3 Přípravné práce



Obr. 4 Rubová hydroizolace a výztuž vestavby

možností pro dopravu strojů po vlastní ose se do okamžiku zaměření jevila lesní cesta vedoucí na Harrachovskou stranu rekonstruovaného úseku, k mostku v km 37,40506. Podjezdová výška 2,4 m však není dostatečná ani pro pásovou, ani pro kolovou techniku, např. jen pro autodomývač nebo nákladní vozidlo s hydraulickou rukou je potřeba alespoň 2,75 m. Takto se tedy změnil způsob dopravy strojní techniky na stavbu a stroje pro práci na tunelu byly přivezeny po kolejích speciálními rampovými vozy KOP a po snesení kolejového svršku, zůstaly na stavbě „odříznuté“ až do okamžiku opětovného položení kolejí. Stejným způsobem bylo vybudováno ZS před Kořenovským portálem, k němuž od Jizery vedlo pouze tesařské schodiště pro pěší. Ze směru proti proudu řeky je stavba omezena státní hranicí s Polskem, doprava tedy tímto směrem také není možná.

Když bylo vyřešeno jak na stavbu dopravit materiály a stroje, tak aby zhotovitel byl schopen i po snesení příhradového pole mostu v pracích bez omezení pokračovat, narazil na další problém a tím je podélný sklon kolejí od Tanvaldu ke Kořenovu. Jde o trať s až 58‰ stoupání, což je pro běžné mechanismy, zejména co do jejich brzdných charakteristik neschůdné.

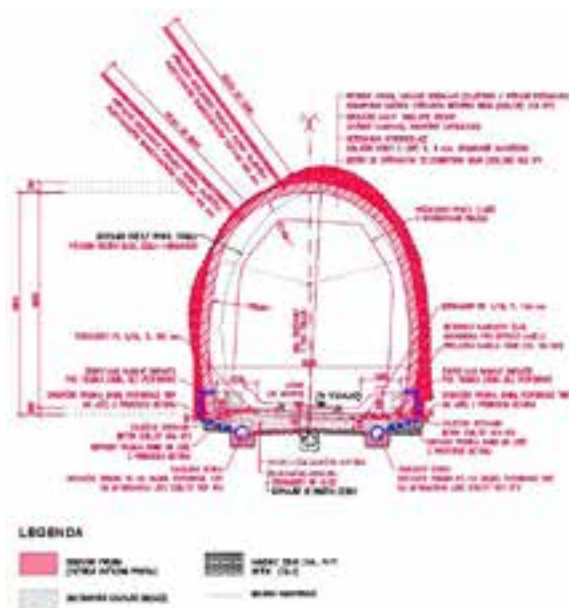
V tomto úseku je dodnes „zubačka“, jde o nejprudší stoupání v ČR, a proto zhotovitel navázal pomocí techniky pronajaté z muzea zubačky.

4. SO 101 – Tunel Harrachov

Tunel dlouhý 280 m se skládá z 26 pasů, z nichž deset prošlo kompletní rekonstrukcí v podobě vybourání stávajícího žulového ostění tloušťky 400 – 600 mm a vybudováním nové železobetonové obezdívky ze stříkaného betonu a příhradových BTX nosníků v nové tloušťce 250 mm. Takto provedené definitivní ostění kopíruje tvar původního výrubu, v místech, kde dochází ke kontaktu s původním žulovým ostěním byl proveden plynulý přechod nebo odskok, pokud toto umožňoval průjezdný profil Z – GČD.

V průběhu demolice původního ostění byl obnažen výrub (v případě potřeby) postupně zajištěn injektovanými samozávrtnými kotvami. Izolace proti stékající vodě byla provedena ze svařovaných LDPE desek na rubu ostění, doplněných o systém podélné drenáže za rubem ostění a bentonitový pásek, popřípadě injektážní hadičky v místě, kde nové ostění dosedá na základový pás.

V místě portálových pasů, které zůstaly částečně (cca 3 až 4 m od portálové stěny) zachovány ve své původní podobě, a kde bylo z vnější strany vybouráno ostění až na žulovou obezdívku, byla po dohodě s investorem provedena stříkaná izolační membrána Masterseal 345, protože nebylo možné tyto části propojit s deskovou izolací uvnitř tunelu. Odvod vody byl realizován dvojicí jádrových odvrtů ze dna těchto izolovaných van do čela portálové zdi. Prostor mezi rostlým masivem a novým ostěním byl pneumaticky vyplněn lehčeným kamenivem – Liaporem (300kg/m³), což probíhalo v několika fázích, tak jak se stabilizovala ocelová nosná konstrukce s osazenými LDPE deskami torkretem. Ve vrchlíku klenby byly



Obr. 5 Vzorový příčný řez vestavbou tunelu



Obr. 6 Skalní zářez v zimním období

do konečného doplnění provedeny provizorní otvory, které byly po dokončení zafoukávání liaporu zaslepeny a přestříkány torkretem.

V úsecích s kompletní výměnou ostění byly také výklenky součástí rekonstrukce. Rozměry těchto výklenků nyní splňují odpovídající platné normy.

V úsecích tunelu, kde nebyla provedena výměna ostění, a docházelo k průsakům podzemní vody, bylo přistoupeno k rekonstrukci původních drenážních svodnic a k realizaci svodnic nových. Dále bylo ponechané žulové ostění lokálně sanováno těsnicí chemickou nebo cementovou injektáží potažmo přespárováním zdiva.

Portálová křídla na začátku i konci tunelu byla celoplošně sanována. Tato sanace spočívala v utěsnění veškerých pracovních spár injektáží, provedení drenážních svodnic a vrstvy stříkaného betonu vyztuženého kompozitní KARI sítí. Dále byly nahrazeny koruny portálových křídel včetně rekonstrukce odvodnění za rubem a provedena sanace obou portálových zdí. Zrekonstruované odvodňovací příkopy u paty portálových křídel byly poté překryty litými kompozitními rošty. Na tyto příkopy byly napojeny nové tunelové stoky.

Další změnou s výjimkou již popsání řešení odvodnění portálových zdí bylo provedení hydroizolační membrány na líci ostění dvou pasů, které vykazovaly největší průsaky a které se nepodařilo odstranit pomocí chemické injektáže. Šlo o pasy, u nichž došlo v 60. letech při jedné z rekonstrukcí tunelu k přestříkání klenby tunelu torkretem přímo na žulové ostění. V těchto dvou pasech byla použita hydroizolační membrána na líci žulového zdiva pro zamezení průsaků dovnitř tunelu.

5. SO 201.2 Železniční spodek - skalní zářez

Součástí rekonstrukce trati na trase Kořenov – Harrachov byla také realizace odvodňovacích opatření ve skalním zářezu v km 36,17472 až 36,40749, tedy v délce 232 m.

Souborem opatření, jejichž cílem bylo zamezení stékání vody po žulovém skalním masivu v zimních měsících a zejména její namrzání v podobě ledopádů zasahujících až do průjezdního profilu trati, bylo provedení patnácti svislých žeber ve stěně masivu proměnné výšky, odvodnění nad turistickou cestou (stezka v terénu nad zářezem) a obnova odvodnění u patě zářezu.

Žebra byla naprojektována v trojúhelníkovém půdorysném tvaru o straně 2 m, což však byl ideový záměr, realitu určoval systém diskontinuit masivu, zejména kvazihorizontální porucha, která nastoupávala od cca 5-ti do cca 9-ti m ve směru staničení trati.

V geologickém prostředí libereckých žul, jejichž pevnost je až 220 MPa bylo nutné provádět odtěžování žeber pomocí trhacích prací. Trhací práce probíhaly v jednotlivých etapách, kdy bylo obvykle v rámci jednoho cyklu provedeno více žeber, vždy na výšku jednoho metru.

Velikost tohoto záběru byla limitována možnostmi provádění vrtů pro trhací práce výškovým způsobem, navíc ručně a také obavou dodavatele o stabilitu již tak dost porušeného masivu a samozřejmě snahou o co možná nejpřesnější provedení žeber bez nadvýlomů.

Po sestupném odtěžení žeber až pod hranu budoucího kolejového svršku, byly osazeny kompozitní kotvy délky 6 m, průměru 32 mm a provedeny odvodňovací vrty

z jednotlivých žeber délky 3 m a průměru 50 mm, vždy po odsouhlasení poloh geologem stavby.

Součástí prací byla také rekonstrukce odvodňovacího příkopu u paty zářezu. Tento příkop byl částečně zpevněn pomocí betonové zídky a řádně vypádován.

Požadavek obce Kořenov byl, že nesmí být přerušen provoz na žluté turistické trase nad zářezem a proto byly všechny práce v tomto úseku stavby, nejenom ty trhací, vždy avizovány na zúčastněné organizace. Vzhledem k objemu trhacích prací, přes 1000 m³, možnosti odtěžovat sestupně na výšku jednoho metru si lze představit, jak často koordinace s orgány státní správy probíhala. S tím také souvisí administrativní opatření k zabezpečení převozu travin, pokud bylo nutné skalní bloky “dostřelovat” na zemi, zejména po incidentu ve Vrbětčích.

6. Závěr

Realizace sanačních a rekonstrukčních prací kladly vysoké nároky na vlastní provedení a především na organizaci výstavby. Během prací se ukázala jako pozitivní stálá přítomnost projektanta na stavbě jakožto odborného dozoru. Všechna rozhodnutí týkající se změn v použitých materiálech a provedení některých detailů oproti předpokladům v projektu mohla být uskutečněna okamžitě bez větších časových prodlev.

Komplexnost přístupu k řešení nejenom technických, ale i logistických okolností tunelu a skalního zářezu beze zbytku prověřila možnosti strojní techniky, připravenosti autorského dozoru a investora k realizaci neotřelých řešení, ale i zhotovitele na tato navržená řešení reagovat a s odstupem lze všechna zmíněná řešení označit za úspěšná.



Obr. 7 Vzorový příčný řez zářezem

Rekonstrukce Harrachovského tunelu trati Liberec – Harrachov

|14

Martin Ušala, DiS., SŽDC, s.o.

Jedná se o další významnou stavbu, kde je investorem Správa železniční dopravní cesty, státní organizace (SŽDC) a která je spolufinancována Evropskou unií z Fondu soudržnosti v rámci Operačního programu Doprava.

Pohled HIS a TDS na celkové provádění stavby od veřejné obchodní soutěže až po zavedení zkušebního provozu:

Technické údaje o stavbě a rozsahu stavby jsou uvedené ve sborníku u projektanta stavby, kterým je Ing. Libor Marek s projekční kanceláře TOP CON SERVIS s.r.o. a Ing. Jaroslav Lacina s projekční kanceláře Amberg Engineering Brno a.s.

Stavba „Rekonstrukce Harrachovského tunelu trati Liberec – Harrachov“ je spolufinancována v rámci Operačního programu Doprava z Fondu soudržnosti Evropské unie. Národní zdroje poskytl Státní fond dopravní infrastruktury. Celkové investiční náklady stavby jsou 108 250 000 Kč.

Realizace stavby

Realizace stavby byla po výběrovém řízení zadána sdružení firem pod názvem „Společnost Harrachovský tunel Viamont DSP – PROMINECON CZ“ správce společnosti 1 Viamont DSP a.s. (v průběhu stavby došlo k přejmenování firmy na STRABAG Rail a.s.), společník 2 PROMINECON CZ a.s.

Výluka byla naplánována v období od 1. 4. do 30. 9. 2015. Po ukončení výluky byl zahájen zkušební provoz. Závěrečné práce budou dokončeny do konce prosince 2015.

Po dobu nepřetržité výluky byla pro cestující zavedena náhradní autobusová přeprava. Během výluky byl snesen železniční svršek v rekonstruovaném úseku, dále u problémového místa ve skalním zářezu došlo k vystřílení klínu do skalního masivu, tak aby nedocházelo v zimním období k zaledování a snížení parametru průjezdného průřezu. V tunelu došlo k vytvoření dvou nových tunelových pasů s izolací, protože v těchto místech rovněž v zimním období docházelo k zaledování a snížení parametru průjezdného průřezu. Po snesení žel. svršku bylo vybudováno nové odvodnění v tunelu. U další pasů tunelu proběhla injektáž zdiva a drobná sanace s bezpečnostním značením v tunelu. U železničního mostu došlo ve všech čtyřech polích k provedení nové protikorozní ochrany a úpravy stávajícího zábradlí do normového stavu v celé délce mostu, jen u třetího pole byla vyměněna horní stávající mostovka za novou. Na mostech byly osazeny nové mostnice. Železniční svršek v celém úseku stavby je nový s použitím Y pražců. Zabezpečovací kabelové trasy provedeny nové.

V roce 2015 bylo realizováno mnoho staveb najednou, což přineslo obtíže při uplatňování standardních požadavků objednatele. Jednou ze staveb je Rekonstrukce Harrachovského tunelu trati Liberec – Harrachov.

Tato stavba si vynutila řadu alternativních řešení. Například při výrobě ocelových konstrukcí zhotovitel vyzval na dílenské přejímky objednatele s jeho týmem pracovníků a výsledkem nebylo převzetí jednotlivých dílů, ale opětovná návštěva objednatele.

Chyby při dílenských přejímkách byly většinou: nekompletnost v dokladové části, nevyřešené detaily ve výrobní dokumentaci. Postupem času jak jednotlivých staveb přibývalo, dostával se zhotovitel do časového deficitu a přejímky proběhly i v tom duchu, že bylo dílo podmíněčně převzato s tím, že se to na montážní základně dokončí – což nebyl správně zvolený postup – neboť zhotovitel zpravidla svůj smluvní závazek nesplnil.

Na montážní základně při svařování probíhaly kolikrát práce i bez vedoucích pracovníků a to byla další chyba, při které vznikla spousta vad či nedodělků a porušování TP, které se musely následně opravovat. Na tyto chyby vždy objednatel upozornil zápisem do stavebního deníku, zejména na kontrolních dnech stavby.

Tyto chyby se opakovaly i při ostatních stavebních činnostech na mostě. Výsledkem je zápis z hlavní prohlídky mostů SO 102 Most v km 36,628.

Příčinou těchto chyb je především špatný přístup zhotovitele k realizaci stavby, zejména v nedostatečné koordinaci prací mezi podzhotoviteli, v nedostatečném počtu vedoucích pracovníků při prováděných pracích, ve větším počtu podzhotovitelů na jedné stavbě, kdy dochází k osočování podzhotovitelů mezi sebou za vinu u chyb při realizaci, v časové tísní zhotovitele při realizaci souběžných staveb, které jsou i ve větších dojezdových vzdálenostech po celé ČR atd.

Výsledkem všeho bylo, že projektant, správce objektu, vedoucí hlavní prohlídky i zástupce objednatele museli svojí práci směřovat i do pozdních odpoledních hodin, víkendů a svátků, aby podchytili co nejvíce problémových míst při provádění prací.

Zkušební provoz na Rekonstrukce Harrachovského tunelu trati Liberec – Harrachov byl zaveden Drážním úřadem dne 18. 11. 2015.

Konstatuji, že stavba byla náročná, jak pro vlastní zhotovitele, tak i pro všechny zúčastněné (projektanta, správce objektu, vedoucí hlavní prohlídky i zástupce objednatele). Proto chci všem poděkovat za práci před vlastní realizací i při realizaci stavby.

Aplikace požárních a evakuačních modelů při posuzování bezpečnosti železničních tunelů s návazností na nařízení komise (EU) č. 1303/2014 (TSI SRT)

|15

Ing. Václav Souček, Ph.D.
Výzkumný Ústav Železniční, a.s.

Ing. Kamila Cábová, Ph.D.
Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí, Fakulta stavební, ČVUT v Praze

doc. Mgr. Tomáš Apeltauer, Ph.D.
Fakulta stavební, Vysoké učení technické v Brně

1. Požární bezpečnost v železničních tunelech

Podle zahraničních statistik jsou požáry v tunelech méně časté než na otevřeném prostranství. Avšak při uvážení faktu, že vlak přepravuje stovky osob či tun nákladu, teplo uvolněné při požáru v tunelu může dosáhnout až desetinásobku oproti teplu uvolněného při požárech na otevřeném prostranství a finančně náročných oprav spojených s nemalými ztrátami při výpadku dopravního spojení, následky požáru v tunelu mohou být mnohonásobně vyšší. Například při požáru tunelu v Jižní Koreji v roce 2003 zemřelo 200 osob, následkem požáru v tunelu v Azerbajdžánu v roce 1995 bylo 220 mrtvých a 256 zraněných osob, dokumentace požáru v tunelu Susa v Itálii z roku 1997 uvádí škody v rozsahu jedné lokomotivy, 13 vagónů spolu se 156 přepravovanými automobily.

V historii samostatné ČR dosud nedošlo k tragické události spojené s požárem vlakové soupravy v železničním tunelu. Nicméně tato naštěstí velmi příznivá statistika je totožná se statistikou tunelů silničních. Přesto v současné době neexistují hlasy, které by zpochybňovaly investice do protipožárního zabezpečení silničních tunelů, které se velmi významně podílí na celkových nákladech na výstavbu silničních tunelů.

Tragické následky požáru v železničních tunelech jsou spolu s dalšími činiteli způsobeny především nedostatečnou technologickou vybaveností. Ačkoliv vybavenost nových tunelů bezpečnostními prvky stoupá, 82 % tunelů v ČR vystavěných před rokem 1945 je prakticky bez technologického vybavení. Bezpečnost některých tunelových staveb je zanedbána z důvodu umístění v těžko přístupném terénu. Například k tunelům na trase Svitavy – Brno není zhotovena příjezdová komunikace ani nástupní plochy pro potřeby HZS. Těžko přístupný terén u estakády Plasy na trase Plzeň – Most zcela znemožňuje bezpečnou evakuaci osob. U nově vystavovaných tunelů (aktuálně realizovány Ejpovický tunely o délce 4 150 m) problém požární ochrany narůstá s jejich délkou.

2. Modely požáru pro tunelové stavby

V projekční části tunelové výstavby je požární návrh většinou řešen od délky tunelu 350 m, která je považována za délku se zvýšeným rizikem bezpečnosti. Teplota plynu a rozvrstvení toxických plynů při požáru spolu s viditelností jsou klasifikovány jako nejdůležitější parametry ovlivňující bezpečnost osob při haváriích v tunelech. Tyto parametry stejně jako délku plamene pod stropem tunelu, kterou je nutné znát k posouzení šíření požáru mezi více vozidly, lze stanovit na základě teplotních křivek a jednoduchých empirických vztahů. Cílem je však určit přesné chování požáru a šíření toxických látek v tunelu, které odpovídá skutečnosti, a nalézt tak rovnováhu mezi vybavením tunelu bezpečnostními prvky a jejich přínosem ke zvýšení bezpečnosti provozu v daném místě. V tomto případě je vhodné využít metodu dynamické analýzy plynů (CFD).

Poznatky získané z numerických modelů šíření ohně a toxických plynů při haváriích v železničních tunelech umožňují vypracovat pokročilé simulace evakuačních scénářů při požárech v tunelech. Spolu s optimalizací prvků bezpečnostního vybavení tunelů a evakuačních scénářů lze na základě výpočtů zdokonalit nouzové postupy složek IZS v případě požárů v tunelech, stanovit míru přesnosti teplotních křivek pro tunely používaných ve fázi návrhu, ověřit kritickou délku zvýšeného nebezpečí v tunelu a upřesnit tak znění používaných norem a technických specifikací, posoudit chování materiálů tunelového ostění a kolejového lože při požáru i při prudkém ochlazení způsobeným zásahem HZS.

3. Numerické modely a jejich ověření

Numerické modely požáru, které se během posledního desetiletí staly účinným nástrojem v oblasti navrhování konstrukcí na účinky požáru i přípravě záchranných prací, umožňují vizualizaci šíření ohně a toxických plynů v tunelech včetně stanovení jejich základních parametrů jako je teplota a rychlost proudění plynu, rychlost uvolňování tepla, viditelnost a obsah zplodin hoření. Tyto parametry lze s přesností určit pomocí výpočetního softwaru FDS [1], který je založen na metodě dynamické analýzy plynů (CFD).

Míru shody je v praktických aplikacích nutné ověřit pomocí procesu verifikace a validace. K ověření správnosti a přesnosti výsledků kódu FDS v6 byl sestaven verifikační model jednokolejného tunelu, který byl podroben výpočtu v softwaru Smart Fire v4.3 [2]. Statistické vyhodnocení výsledků prokazuje, že numerický model dosahuje dobré shody (Paersonův korelační koeficient je roven 0,97), podrobně lze nalézt v [3].

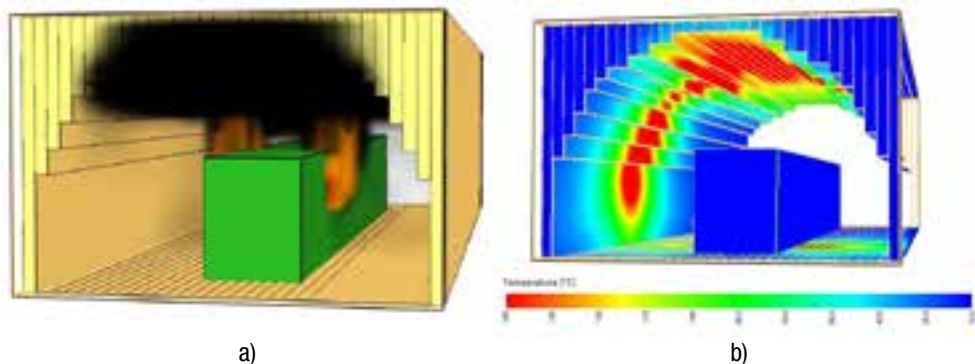
Procesem validace byla zhodnocena míra shody mezi počítačovou predikcí a fyzikálním modelem, tj. experimentálně získanými údaji, v tomto případě pomocí požární zkoušky v tunelu Valík [4]. Validace modelu byla provedena pomocí, která byla stanovena ve třech výškových úrovních (4 m, 6,5 m a 7,9 m) a několika řezových rovinách od zdroje hoření (0 m, 5 m, 10 m a 15 m). Výsledky teploty plynu vypočtených ze zmenšeného modelu tunelu i modelu o skutečných rozměrech jsou uvedeny v tab. 1. Podle [4] byla při první požární zkoušce naměřena maximální teplota 195,4°C. Po zhodnocení dostatečné míry přesnosti matematického modelu byla metoda aplikována na skutečnou tunelovou stavbu.

Model (popis)	Tmax (°C)	Místo maximální teploty
Zmenšený (0 m/s, síť 0,25 m + 0,125 m)	140	řez 10 m, výšková úroveň 7,9 m
Reálný (2 m/s, síť 0,5 m + 0,25 m)	200	řez 5 m, výšková úroveň 6,5 m
Reálný (3 m/s, síť 0,5 m + 0,25 m)	190	řez 5 m, výšková úroveň 6,5 m
Reálný (0 m/s, síť 0,5 m + 0,125 m)	160	řez 5 a 10 m, výšková úroveň 6,5 m

Tab. 1 Model tunelu Valík – teplota plynu při rychlosti proudění 2m/s

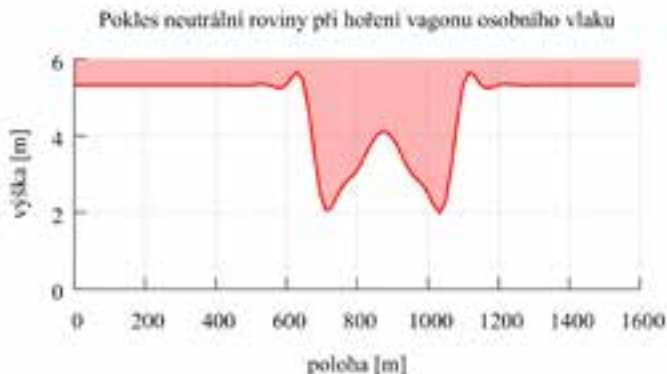
K modelování v FDS byly vybrány skutečné železniční tunely, ve kterých byly simulovány tři požární scénáře dle zdroje zapálení (přepravovaný náklad – osobní automobil, kapalina z lokomotivy, vagon osobního vlaku), které vedou z pohledu bezpečnosti osob k nejzávažnější požární situaci.

Na Obr. 2 je uveden model tunelu s požárním scénářem hoření vagonu osobního vlaku. Tepelný tok z vagonu je uvažován oknem o rozměrech 1,2 m x 1,2 m. Vstupní data v podobě rychlosti uvolňování tepla (HRR) jsou převzaty z požární zkoušky provedené v Austrálii [5]. Maximální hodnota HRR je uvažována 13 MW. Zplodiny hoření jsou simulovány pomocí reakce hoření polyuretanu. Detail vagonu se simulací rozvoje teploty plynu v čase 600 s je na Obr. 1 a). Obr. 1 b) ilustruje teplotu tunelového ostění ve shodném čase. V modelu je použito betonové ostění.



Obr. 1 Model hoření vagonu osobního vlaku v tunelu – a) šíření kouře v čase 600 s; b) teplota ostění v čase 600 s

Uvedený požární scénář byl využit při simulaci požáru v tunelu Špičák. V modelu tunelu délky 1747 m je umístěno 5 vagonů ve vzdálenosti 810 m až 935 m (uvažováno se zastavením vlaku). Na Obr. 2 je znázorněn pokles neutrální roviny (spodní úroveň vrstvy kouře) po délce tunelu v čase 300 s. Je zde patrné, že zakouření přesahuje hodnotu 2,5 m, která je považována za bezpečný limit pro evakuaci, pouze v oblasti zdroje hoření.



Obr. 2 Pokles neutrální roviny při hoření vagonu osobního vlaku v čase 300s v modelu tunelu Špičák

4. Modely pohybu osob

Hlavní evakuační strategie uplatňované v tuzemsku dle normového přístupu lze shrnout do dvou základních typů:

- současná evakuace,
- postupná evakuace.

Současná evakuace představuje evakuaci všech osob z ohrožené oblasti do určeného prostoru, nejčastěji na volné prostranství. V případě postupné evakuace osob požadujeme po některých skupinách osob setrvání na místě po určitou dobu, aby bylo dosaženo efektivnějšího využití únikových cest, protože v místech zúžení únikových cest v případě vysoké hustoty osob dochází k poklesu intenzity proudění.

Doba pro evakuaci osob

Predikce pohybu osob v průběhu evakuace je základním postupem při analýze efektivit požárního zabezpečení tunelu. Obecně platí, že dostatečná ochrana je zajištěna v případě, kdy doba potřebná pro evakuaci (Required Safe Egress Time - RSET) je kratší než doba dostupná pro evakuaci (Available Safe Egress Time - ASET).

Celková doba potřebná pro evakuaci se dle normového postupu skládá z následujících základních časových intervalů:

- doba detekce události,
- doba spuštění poplachu,
- doba evakuace.

Doba detekce události je časový interval, který uplyne mezi vznícením požáru a jeho detekcí příslušným protipožárním zabezpečením, personálem nebo ostatními osobami. V případě železničního tunelu, kdy k požáru dojde především vlivem konkrétní nehody, lze tuto dobu v modelu považovat za blízkou nule. Doba spuštění poplachu obecně závisí především na způsobu detekce požáru, v případě železničního tunelu jde o reakci instalovaného zabezpečení nebo obslužného personálu

na vznikající nehodu. Doba evakuace závisí především na podrobné znalosti lidského chování v krizových situacích. Většina z těchto modelů pracuje samostatně s dobou před pohybem a dobou pohybu osob.

Doba dostupná pro evakuaci představuje časový interval, po který panují v místě evakuace přijatelné podmínky pro evakuované osoby. Příklad stanovení takových podmínek může být následující:

- viditelnost přesahuje 3 metry,
- koncentrace CO nepřesahuje 2000 ppm ve výšce 2 metry,
- teplota vzduchu nepřesahuje 80 °C ve výšce 2 metry.

Pro stanovení průběžných hodnot vybraných veličin po dobu evakuace aplikujeme požární model, přičemž přijatelné podmínky trvají až do okamžiku, kdy libovolná z vybraných hodnot poprvé překročí stanovený limit. Příklad stanovení kritérií přijatelnosti pro produkty hoření je zobrazen v tabulce 1.

Příklad kritérií přijatelnosti pro produkty hoření				
Sloučenina	Expozice			
	5 minut		30 minut	
	Zneschopnění	Smrt	Zneschopnění	Smrt
CO	6000 ppm	12 000 ppm	1 000 ppm	2 500 ppm
HCN	150 ppm	250 ppm	90 ppm	170 ppm
HCl	500 ppm	16 000 ppm	200 ppm	< 12 %

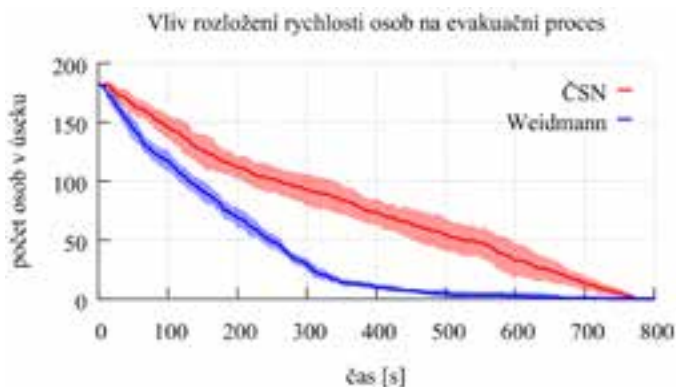
Tab. 1: Kritéria přijatelnosti pro produkty hoření [6]

Vzhledem k výše uvedenému jsou kritickým faktorem evakuačního procesu, resp. doby potřebné pro evakuaci, parametry ovlivňující evakuaci samotnou. Mezi tyto základní parametry řadíme *především následující*:

- počet a rozmístění osob v soupravě,
- charakteristiky osob (fyzické atributy apod.),
- preference únikových východů a jejich dostupnost,
- kapacita klíčových prvků geometrie tunelu,
- zvolená strategie evakuace.

Příkladem dopadu volby některého z parametrů v modelu evakuace srovnání je vlivu maximální rychlosti pohybu osoby a jejich statistické rozložení v populaci. Vybrány byly následující varianty:

- Rychlost dle ČSN 73 0802 (0,583 ms⁻¹)
- Rychlost dle Weidmannova modelu (statisticky rozděleno v intervalu 0,516 – 1,610 ms⁻¹) [7]



Obr. 3 Srovnání vlivu rychlosti evakuace a jejího statistického rozložení na dobu evakuace jako celku z tunelového úseku.

Bylo provedeno několik desítek simulací evakuace pro různé konfigurace tunelů a rozložení jejich portálů. Příklad uvedený na obrázku 3 zachycuje vliv rychlosti evakuace a jejího statistického rozložení na identický úsek tunelu o délce 450 m, který se snaží opustit přibližně 180 osob. Barevné plochy vyznačují oblasti odpovídající směrodatné odchylce 2σ získané z jednotlivých simulací.

Z výsledků je zřejmé, že pokud uvažujeme osoby v tunelu se statisticky rozloženou rychlostí pohybu, dojde k vyklizení daného úseku se zcela jiným průběhem než při pevně stanovené únikové rychlosti. Fyzicky zdatné osoby tunel opustí výrazně rychleji, fyzicky indisponované osoby (byť v malém počtu) mohou evakuační proces výrazně prodloužit.

5. Posuzování bezpečnosti železničních tunelů v návaznosti na nařízení Komise

Nařízení komise (EU) č. 1303/2014 ze dne 18. listopadu 2014 o technické specifikaci pro interoperabilitu týkající se „bezpečnosti v železničních tunelech“ železničního systému Evropské unie přináší z pohledu projektování a posuzování změny. Projekci a provozovateli je dána povinnost vytvořit plán pro potřeby evakuace a řešení mimořádných událostí. Tímto je ponechána větší míra zodpovědnosti členskému státu, což může přinést úspory při realizaci a správě tunelů.

Lze říci, že právě upuštění od striktních požadavků a připuštění řešení bezpečnosti založených na evakuačních plánech, je největší změna oproti předchozí technické specifikaci. Plány pro mimořádné události (evakuační plány) by měli být zpracovány právě na základě výsledků modelování.

Klíčovou oblastí při tvorbě evakuačního plánu je správný model šíření požáru a evakuace osob. Tento model je nezbytný pro určení doby, po kterou musí být zachována celistvost konstrukce. Ať už pro ochranu osob nacházejících se v tunelu či osob vyskytujících se v ohrožené oblasti v okolí tunelové konstrukce. První scénář řeší odolnost ostění tunelu a zachování jeho celistvosti (rozumějme, nesmí docházet k odpadávání

větších částí ostění, které by způsobovalo ohrožení) po dobu, kdy je evakuace přípustná. Po dosažení určité teploty už lidé chránění či nechránění nemohou přežít. Pro tento scénář je možná počítat jak s fází samoevakuace, tak evakuace za pomoci záchranných složek. Druhý požadavek související s odolností konstrukce je zaměřen na ochranu osob mimo tunel. Konstrukce tunelu musí odolat kolapsu po dobu dostatečně dlouhou, aby bylo možné evakuovat oblast nad tunelem, jež by byla v případě kolapsu tunelu ohrožena sesuvem. Uvedené scénáře přímo nabízí využití modelování.

Navazující etapa evakuace při mimořádné události v tunelu souvisí s kapacitou únikových cest a bezpečných oblastí. Pro přežití a zajištění bezpečnosti musí být tyto oblasti dostatečně dimenzovány, jejich řešení by mělo respektovat pohyb osob, tak aby nedocházelo ke zbytečnému ohrožení na životě, jak cestujících tak záchranářů. Rovněž zde je tedy na místě při projekci využít model pohybu osob, neboť model umožňuje lépe postihnout místní poměry.

Popsaný postup může sloužit nejen projektantům při návrhu, ale zásady v ní obsažené umožní kontrolu jak investorovi, tak i orgánům státní správy či v rámci agendy spojené s posuzováním shody notifikovanou osobou. Metoda nicméně předpokládá základní pravidla pro zabezpečení vhodného nastavení modelu tak, aby odpovídal aktuálnímu poznání v této oblasti. Tímto je zajištěna nejen nutná míra bezpečnosti, ale rovněž efektivní využití investic.

Literatura

- McGrattan, K., Hostika, S., Floyd, J., Baum, H., Rehm, R., *Fire Dynamics Simulator (Version 5), Technical Reference Guide*, NIST Special Publication 1018-5, p. 86, October 2007, U.S. Government Printing Office, Washington, 2007.
- Ewer, J., Jia, F., Grandison, A., Galea, E., Patel, M., *SmartFire – User guide and technical manual*, Smartfire tutorials, March 2013.
- Wald, F., Macháček, J., Eliášová, M., et al., *Novinky v navrhování ocelových a dřevěných konstrukcí se zaměřením na skleněné konstrukce*, Česká technika – nakladatelství ČVUT, 2015. ISBN 978-80-01-05780-3.
- Pokorný, J. a Hora, J., *Požární zkoušky v tunelu Valík, praktická aplikace některých poznatků*, Sborník přednášek konference Červený kohout 2007.
- White, N., *Fire development in passenger trains*, Mater thesis, Victoria University, Australia, 2010.
- Smith, D. B.: *Fire Safety Engineering (CIBSE Guide E)*. CIBSE, 2010.
- Weidmann, U.: *Transporttechnik der Fußgänger*. Technische zpráva, Institut für Verkehrsplanung, Transporttechnik, Strassen- und Eisenbahnbau, 1993.

Příspěvek byl vypracován s podporou projektu VG20132015120 podporovaného Ministerstvem vnitra ČR v rámci programu *Bezpečnostního výzkumu* a projektu TE01020168 - Centrum pro efektivní a udržitelnou dopravní infrastrukturu, podporovaného Technologickou agenturou ČR v rámci programu Centra kompetence.

Ing. Petr Herka, Ing. Martin Herka, KrampeHarex CZ spol. s r.o.

1. Úvod

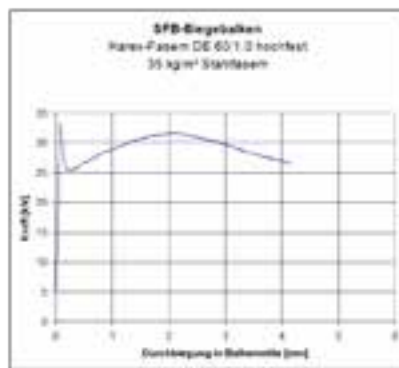
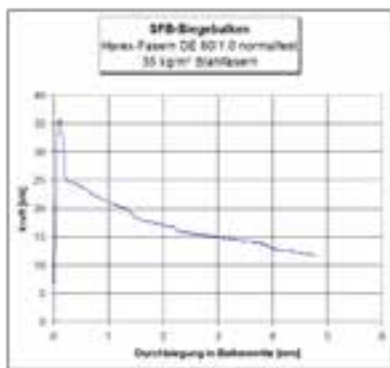
V současné době ještě není v rámci České republiky dostatečně zpracována a do technických norem zavedena metodika výpočtu konstrukcí z vláknobetonu. V roce 2015 však vešly v platnost předběžné technické normy řady ČSN P 73 245x, které stanovují požadavky na složení a vlastnosti čerstvého a ztvrdlého vláknobetonu a jejich ověřování. Nejčastěji používaná ocelová vlákna, jakožto rozptýlená výztuž se statickým účinkem musí v rámci České republiky splňovat požadavky uvedené v technické normě ČSN EN 14889-1: Vlákna do betonu – Část 1: Ocelová vlákna – Definice, specifikace a shoda.

Situace v zahraničí je ovšem poněkud odlišná. V technické praxi je pravděpodobně nejvíce užívaný předpis DAfStb – Richtlinie: Stahlfaserbeton, který je aktuální a především v souladu s DIN EN 1992-1-1 a rovněž s DIN EN 206-1 (pozn.: ekvivalentní s ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 206-1). Tento předpis stanovuje nejen předpoklady pro návrh a posouzení konstrukcí z vláknobetonu, ale rovněž zavádí i aktuální metodiku pro zkoušení vlastností jak čerstvého, tak i ztvrdlého vláknobetonu, resp. zkoušení normových zkušebních těles v laboratoři. Obdobný přístup volí i CEB-FIB Model Code 2010 nebo např. předpis RILEM TC-162-TDF.

2. Technologie vláknobetonu

Působení ocelových vláken jako výztuže je prvořadě závislé na charakteristických vlastnostech vláken, jedná se především o tahovou pevnost, tvar a způsob zakotvení v cementové matici, poměr délky a průměru – štíhlostní poměr a další. Obecně lze konstatovat, že čím je vlákno delší, tím lepší je dosažený účinek v betonu. Je ovšem nezbytně nutné přihlížet i k dalším technologickým parametrům při výrobě vláknobetonu - především pak k dávkovanému množství vláken a nutnému předpokladu rovnoměrného rozmísení vláken v čerstvé betonové směsi, které ovlivňují zpracovatelnost vláknobetonu. Toto pak stanovuje důležitost kvalitních postupů při výrobě čerstvého vláknobetonu, především pak způsobu dávkování, resp. přidávání vláken do betonu.

V současné době je na trhu k dispozici více druhů ocelových vláken, která jsou charakteristická nejen svým tvarem, délkou a průměrem, ale i neméně významnou pevností v tahu. Jak bylo již výše zmíněno, je nutné na návrh vláknobetonu pohlížet komplexně. Z toho vyplývá nutnost návrhu efektivní a účinné kombinace ocelových vláken daných parametrů a betonové směsi charakterizované nejen vhodnou pevnostní třídou betonu, ale rovněž samotným složením směsi – ve smyslu množství cementu, vodního součinitele, druhu a frakce kameniva, příp. i typu a množství přísad a příměsí. Tímto „ideálním“ složením vláknobetonu by pak dodavatelé betonu měli být schopni garantovat patřičné a ověřené materiálové charakteristiky vláknobetonu, které mohou projektanti efektivně a správně využít při samotném návrhu konstrukcí nebo jednotlivých konstrukčních prvků z vláknobetonu, resp. drátkobetonu.



S kvalitním návrhem vláknobetonu úzce souvisí nejen jeho složení, ale i jeho zkoušení a to pak především ztuhlého vláknobetonu v podobě předepsaných zkušebních těles. Pro zkoušení vlastností vláknobetonu je nutné používat nejen vhodné (certifikované) zkušební zařízení, ale i dodržovat adekvátní metodiku provádění zkoušek. Jedině tak lze dosáhnout kvalitního průběhu zkoušek, ale především pak interpretaci reálných výstupních hodnot v souladu s aktuálními technickými normami a předpisy. Nevhodně zvoleným postupem zkoušek vláknobetonu pak může dojít k odchylkám v jejich průběhu a k následné dezinterpretaci výsledných hodnot, resp. materiálových vlastností, které jsou podstatné pro správný návrh a posouzení konstrukce nebo konstrukčního prvku z vláknobetonu.

Ocelová vlákna jsou prvním ze dvou faktorů ovlivňujících vlastnosti vláknobetonu. Druhým faktorem je receptura betonové směsi spolu s dávkováním vláken, kdy může daný druh vláken dosahovat spolu s jinou recepturou betonové směsi zcela odlišných výsledků.

Nedíváme-li se na vlastnosti vláken jako na konečné hodnoty, zjistíme, že v případě stejného dávkování vláken, ale použití jiného typu nebo vyšší pevnosti vláken jsme schopni dosáhnout až dvojnásobně vyšších výsledných hodnot. Samotný účinek vláknobetonu je tak vyjádřen jednotkami pevnosti v tahu při ohybu či zbytkové pevnosti.

Dalším faktorem ovlivňujícím vlastnosti vláknobetonu je pevnost samotných ocelových vláken v tahu. Při návrhu směsi pro vláknobeton je tedy nutné přihlížet nejen k typu vláken, ale i k receptuře použitého betonu. Při zkouškách ukotvení vlákna v cementové matici musí u standardních vláken dojít k pomalému vytažení vlákna z betonu nebo k jeho přetržení. U vysokopevnostních vláken by mělo dojít k vytržení vlákna i s částí cementové matrice a tím byla co nejlépe splněna kritéria přetvoření vláknobetonů.

Jako příklad jsou výše uvedeny dva pracovní diagramy drátkobetonu při zkoušce pevnosti betonu v tahu za ohybu, přičemž vlevo je zkušební těleso z betonové směsi s ocelovými vlákny běžné pevnosti 1100 MPa a vpravo pak s ocelovými vlákny s pevností 2000 MPa při shodném dávkování a tvaru vláken.

3. Možnosti použití vláknobetonu

Vláknobeton je konstrukční kompozitní materiál s rozptýlenými vlákny, která umožňují přenášet tahová napětí v betonovém průřezu porušeném trhlinou. Prvky z prostého betonu dokáží přenášet tahová napětí pouze do okamžiku, kdy tahové namáhání

nepřekročí hodnotu pevnosti betonu v tahu. Ohýbaný prvek z železobetonu přenáší tahová napětí opět pouze do úrovně pevnosti betonu v tahu a po jejím překročení se v tažené oblasti, za předpokladu vzniku trhliny, neuvažuje s plochou betonu a veškeré tahové namáhání tak přenáší dimenzovaná výztuž.

Podstatou vláknobetonu je schopnost přenášet tahová napětí v betonovém průřezu i po vzniku trhliny. Ve výpočtu je pak tedy uvažováno s reziduální pevností vláknobetonu po vzniku trhliny. Další z prokazatelných vlastností vláknobetonu je schopnost redukce vzniku a šíření trhlin během tuhnutí a tvrdnutí betonové směsi a dále omezení projevů reologických účinků na betonové prvky a konstrukce.

Použití vláknobetonu nebo kombinace vláken spolu s běžnou výztuží tak může sehrát významnou roli při výrobě monolitických nebo prefabrikovaných konstrukcí nebo dílců. Lze předpokládat stále častější aplikaci ocelových vláken a to především jako náhrady často složité výztuže u komplikovanějších stavebních dílců. Toto je však vždy podmíněno kvalitní přípravou podkladů pro výrobu. Použití vláknobetonu je v této oblasti stavebnictví také mnohdy ekonomicky výhodnější.

V minulosti bylo vláknobeton již několikrát použit při výrobě mostních konstrukcí nebo jejich dílců z předpjatého betonu s využitím ocelových vláken jako přídatné výztuže. Jednoznačně zde byla prokázána shoda vlastností dílců standardně vyztužených a dílců z drátkobetonu, ovšem s ekonomicky příznivějším výsledkem pro dílce z drátkobetonu.

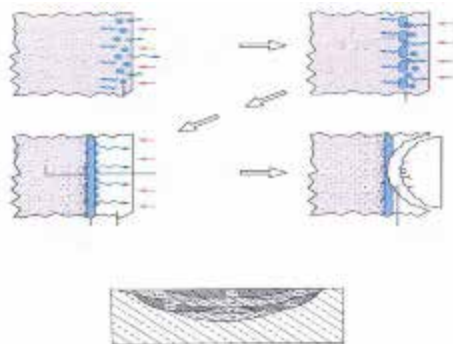
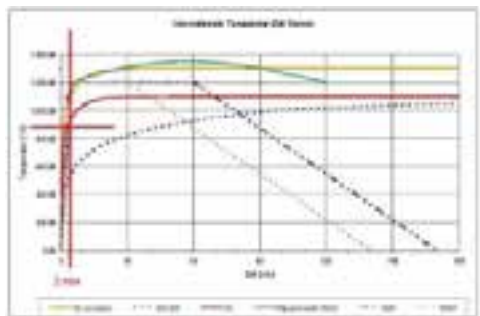
4. Požární odolnost vláknobetonů

Další z řady pozitivních vlastností vláknobetonu je schopnost odolávat vysokým teplotám. Zde nacházejí své uplatnění polypropylenová vlákna, která jsou díky svým technickým vlastnostem schopna omezit odprýskávání povrchu jednotlivých částí konstrukce a zamezit tak vystavení vnitřní výztuže vysoké okolní teplotě, což jinak může vést k jejímu porušení. Jako ideální kombinace se tedy jeví použití standardní výztuže spolu s ocelovými a polypropylenovými vlákny.

Kombinace vláknobetonu s ocelovými a polypropylenovými vlákny v dnešní době našla své uplatnění především v oblastech podzemních konstrukcí a dopravních staveb, kde může v případě požáru v důsledku dopravní nehody dojít ke kolapsu konstrukce z důvodu porušení výztuže vlivem extrémně vysokých teplot.

Navrhování betonových konstrukcí má v současné době svá specifika a zavádění kvalitnějších betonů tak, aby byla dosažena co možná nejdelší životnost betonové konstrukce má za následek, že tyto kvalitní betony mohou být více náchylné k většímu povrchovému odprýskávání v případě vystavení vysoké teplotě vzniklé při požáru. Odprýskávání betonu má za následek odpadávání jednotlivých krycích vrstev konstrukce a odhalení výztuže, která není dále kryta před účinkem požáru, její ohřátí za nepřípustnou mez může vést ke ztrátě její pevnosti a současně se ztrátou pevnosti betonu vlivem vysoké teploty ke vzniku trhlin a prasklin a následnému kolapsu konstrukce.

Výkon požáru u podzemních staveb je však zcela výjimečný a tyto výkony mají zásadní vliv na redistribuci teplotního zatížení ve stěně nebo stropě a zásadní měrou se tato distribuce teplot podílí na degradaci betonové konstrukce a následně i ocelové výztuže.



Obrázek 1: Teplotní křivky

Obrázek 2: Schéma porušení povrchu betonu

Zvláště odhalení ocelové výztuže má při požáru zásadní význam neboť ohřátím výztuže na vysokou teplotu začíná její postupná degradace a ztráta základních mechanických vlastností a pevnosti oceli. V případě rakouské směrnice pro zvýšení odolnosti betonové konstrukce proti požáru je dokonce definovaná tabulka maximálních penetračních teplot v průřezu konstrukce, tak aby byla zabezpečena ochrana ocelové výztuže a její plná funkčnost i po případném požáru a ohřátí konstrukce.



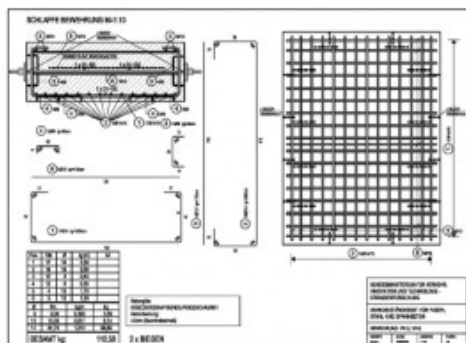
Obrázek 3: Obnažená výztuž po simulaci zatížení požárem

Obrázek 4: Pruty výztuže zdeformované působením vysoké teploty

Zkoušení se provádí na velkých zkušebních tělesech, dle rakouské směrnice pro zvýšenou odolnost betonů vůči vysoké teplotě a tyto zkoušky jsou poměrně náročnější na přípravu tělesa včetně jeho předepnutí.

Velikostí vzorku a použitím ochranného rámu formy se dosahuje kvalitnějších výsledků. Tyto pak byly také porovnávány s testy prováděnými paralelně v několika zemích. Základním rozdílem byl pouze povrch zkoušených vzorků, který je ovlivněn použitým kamenivem. V České republice se tento povrch projevuje velmi významnou sklovitou strukturou.

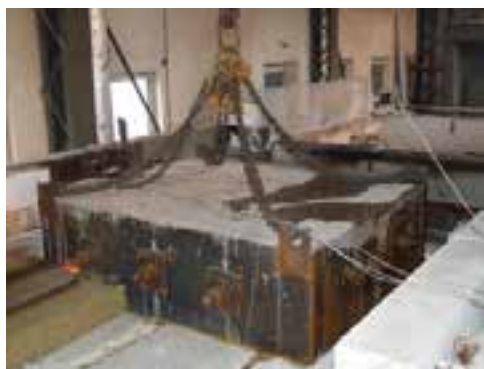
Hodnoty penetračních teplot byly podobné u všech zkoušených těles a plně splnily požadavky na ochranu kovové výztuže před účinkem vysoké teploty. Výsledky testů testy byly použity u v současné době všech prováděných tunelů, kde byl požadavek zvýšenou odolností betonu při teplotním zatížení. V České republice je tato technolo-



Obrázek 5: Schéma výztuže zkušební dílce



Obrázek 6: Zkušební dílec před betonáží



Obrázek 7: Zkušební dílec před zkouškou



Obrázek 8: Povrch zkušební dílce po zkoušce I

gie velmi dobře zavedena a je použita na několika významných silničních tunelech a na trase pražského metra.

5. Aplikace polypropylenových vláken při rekonstrukci Jezernického viaduktu

Jednou z prvních staveb v oblasti železničních mostů, kde byly použity polypropylenová vlákna je rekonstrukce Jezernického viaduktu. Jedná se o stavbu památkově chráněnou. Viadukt byl uveden do provozu v roce 1847. Sestává z celkem 35 větších oblouků. Celková délka viaduktu činí



Obrázek 9: Povrch zkušební dílce po zkoušce II

426,33 metrů, celková šířka 8,8 metru a výška až 10,6 metru. Viadukt byl kompletně sanován a hlavní nosnou konstrukci pak tvoří železobetonové klenby s obsahem polypropylenových vláken, kotvené do cihelných kleneb kovovou sítí a vlastní mostovka pak byla vytvořena nasazenou železobetonovou deskou, kdy betonová směs obsahovala polypropylenová vlákna.

6. Podzemní stavby – segmentové ostění tunelu Ejpvovice

Další významnou oblastí, kde se využívá ocelových vláken jako výztuže je podzemní stavitelství, kde nacházejí vlákna své uplatnění nejen při výrobě různých dnových dílců, tybinků a rour, ale i v konstrukcích pevných jízdních drah v železničních tunelech a v betonových vozovkách v silničních tunelech.

Tybinkové dílce jsou zcela specifické v požadavcích na kvalitu a odolnost, např. při vyjímání z forem, transportu na stavbu nebo při manipulaci při osazování jednotlivých dílců segmentového ostění. U těchto dílců dochází často k poškození rohů nebo hran při vyjímání z forem nebo ještě častěji při samotném ukládání v tunelové rouře, kdy často dojde k odštípnutí části nebo i celé hrany tybinku - viz obrázky níže.

V případě požadavku zvýšené odolnosti ostění tunelu vůči požáru mohou být použita zároveň ocelová vlákna, jako výztuž se statickým účinkem a polypropylenová vlákna, jež dokáží podstatným způsobem zvýšit odolnost dílce vůči požáru.

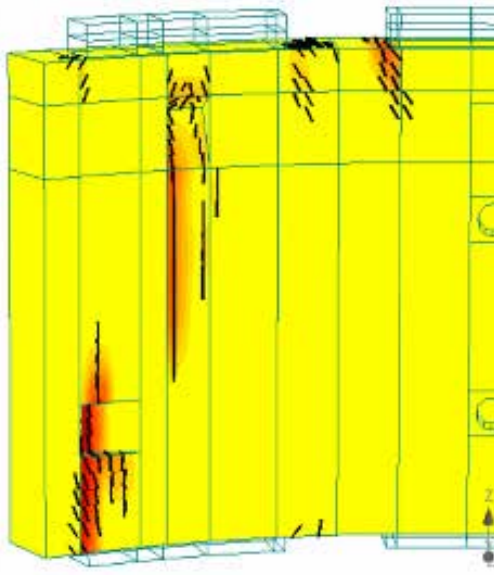
Dílce segmentového ostění tunelu Ejpvovice jsou navrženy za použití kombinace ocelových vláken a polypropylenových vláken. Vláknobeton pro výrobu byl připravován na základě požadavku projektanta a návrhových podmínek pro osazování jednotlivých dílců razícím strojem použitým při ražbě tunelu. Pro konečný návrh tybinků bylo v předstihu provedeno mnoho zkoušek tak aby byla dosažena co nejlepší homogenity betonové směsi od které se pak odvíjí vlastní charakteristiky drátkobetonu. Pro porovnání byly také tyto charakteristiky zavedeny do simulace vzniku trhlin při zatížení dílce.

7. Předpjaté nosníky

Použití ocelových vláken, potažmo vláknobetonu u předepjatých betonových dílců patří k těm nejnáročnějším postupům. Proto byla provedena náročná certifikace metodiky pro navrhování a výrobu předpjatých betonových dílců, neboť tento nový způsob



Obrázek 10: Porušený dílec segmentového ostění



Obrázek 11: Simulace vzniku trhlin

použití ocelových vláken jako výztuže se velmi dynamicky rozvíjí. V současné době je v provozu již i několik lávek pro pěší, kde je použito předpjatého drátkobetonu.

Literatura

DBV-Merkblatt „Stahlfaserbeton“, Fassung Oktober 2001, Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V.

Richtlinie „Faserbeton“, Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, 2002

Grundsätze für die Erteilung von Zulassungen für Faserprodukte als Betonzusatzstoff (Zulassungsgrundsätze), Deutsches Institut für Bautechnik, Fassung Januar 2005

Untersuchungsbericht „Vergleichende Untersuchungen von Stahlfasern“, Hochtief Consult Materials, 2006

Prüfbericht (Teilbericht 1) „Zulassungsprüfungen an Kunststofffasern des Typs PM“, Lehrstuhl für Baustofftechnik Ruhr-Universität Bochum, 2006

Richtlinie „Innenschalenbeton“, Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, 2003

Obrázky: archiv KrampeHarex, Ing. Pukl, Ing Herka



Obrázek 12: Zkušební dílec segmentového ostění pro tunel Ejpovice

Ing. Jaroslav Lacina, Amberg Engineering Brno, a. s

1. Úvod

Sedlejovecký tunel byl vybudován v letech 1857 – 1859 jako součást železniční trati Pardubice – Liberec. Listem povolení Františka Josefa I. ze dne 15. června 1856 byla vydána koncese pro podnikatele Liebiega, Lannu a bratry Kleinovy na výstavbu a provoz železnice z Pardubic do Liberce. Trať stavěla a zprovozňovala po etapách společnost Jihoseveroněmecká spojovací dráha (SNDVB), do provozu byl traťový úsek Turnov – Liberec dán 01. 05. 1859. V roce 1909 byla SNDVB zestátněna a trať přešla do vlastnictví Císařsko-královských státních drah (kk StB), po vzniku Československé republiky pak k nástupnickým ČSD. Po zabrání Sudet německou Třetí říší byla trať na několika místech přerušena státní hranicí. Tento stav trval až do konce 2. světové války.

Tunel se nachází v levostranném oblouku. Skládá se z 6 pasů včetně obou portálů. Jeho délka je 77m. Jeho rekonstrukce proběhla v rámci stavebních prací na 34,6 km dlouhém úseku trati, směřujících ke zlepšení stavu železniční infrastruktury a zkrácení jízdní doby v úseku.

2. Stavebně – technické řešení tunelu

Tunel byl ražen ve vrstevnaté opuce. Tunelová trouba je vyzděna z několika druhů zdiva, které bylo prováděno postupně. V pasech s kamenným ostěním je klenba vyzděna z řádkového zdiva pískovcového. Opěry jsou zčásti z hrubého řádkového zdiva z pískovcových kvádrů a žulových kopáků. Část opěr je vyzděna ze zdiva kyklopského až hrubého řádkového z opuky, pravděpodobně z rubaniny z ražby tunelu. Podle archivních podkladů je tloušťka kamenného ostění cca 50 cm. Dodatečně dozděné pasy TP2 a 3 z roku 1897 jsou ze zdiva cihelného z tzv. cihel zvonivek (klinkry). Klenáky jsou z pískovcových kvádrů.

Konstrukce portálů je původní. Vjezdový – turnovský portál má věnec z pískovcových kvádrů. Čelní portálová stěna je ze zdiva řádkového, pískovcového. Stěna je ukončena stupňovitě a opatřena krycími deskami.

Výjezdový – liberecký portál má jen kvádrový věnec zasazený přímo do skály. Vpravo od portálu (po směru staničení) je část řádkového zdiva vyplňující otvor, pravděpodobně po nadvýlomu při ražbě.

Předzářezy tvoří u obou portálů prakticky svislé stěny, ražené v opuce. Portálová stěna vjezdového portálu je výšky cca 10 m. Stěny předzářezu jsou částečně zvětralé – zejména kolem skalních puklin, porostlé náletovými rostlinami.

Portálová stěna výjezdového portálu je výšky cca 13,8 – 18,2 m. Jelikož límec výjezdového portálu je prakticky zarovnan se skalní stěnou, je tato stěna pravidelně čištěna od zvětralých částí horniny. Výrazné pukliny v horninovém masivu byly v rámci údržby zazděny nebo zabetonovány.

V patě bočních stěn obou předzářezů se ze zvětralých částí horniny vytvořily svahové kužely do výšky cca 2 m od koleje.

3. Geologické a hydrogeologické poměry

Tunel byl ražen ve vodorovně vrstevnaté opuce, podle archivních podkladů mírně vodonosné. Maximální výška nadloží je 36 m. Opuka je lavicovitě odlučnosti. Jednotlivé lavice jsou odděleny systémem vodorovných a svislých puklin rozevřených místy až do decimetrových šířek, kolem kterých postupuje zvětrávání. Ze stěn kolem obou portálů se působením mrazu a vody odlupují bloky horniny velikosti až do 1 m. Podzemní voda se v masivu vyskytuje pouze jako občasná, puklinová, v závislosti na atmosférických srážkách. Do tunelu proniká minimálně.

4. Průzkumné práce

V rámci projektové přípravy rekonstrukce trati byl proveden i průzkum jediného tunelového objektu v předmětném úseku. Průzkum se sestával z podrobné prohlídky tunelu a předportálových částí, pasportizace ostění s následnou digitalizací v programu Autocad a podrobné fotodokumentace objektu.

Na základě shrnutí výsledků řešerše archivních podkladů a použitých průzkumných a diagnostických metod bylo konstatováno:



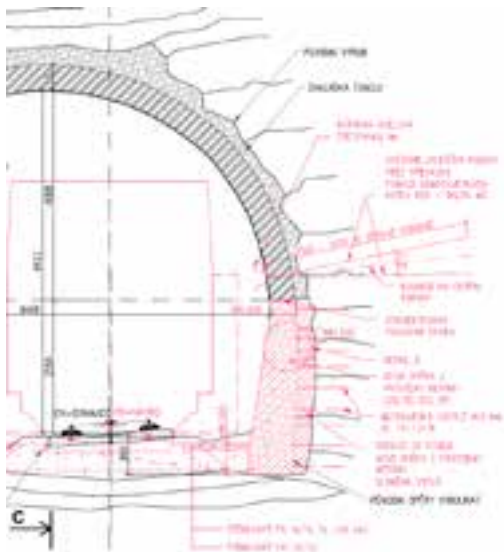
Obr. 1 Detail zvětrání opukového zdiva

1. Část opěr, vyzděná z opuky – pravděpodobně rubaniny z tunelu – je silně zvětralá. Ke zvětrání kamene přispělo i přespárování původně vápenné malty cementovou spárovací hmotou. Při průzkumu byly provedeny sondy do zdiva, při kterých pomocí kladívka byly odstraněny části zdících kamenů až na rub klenby – cca do 45 cm hloubky – viz foto 1. Tyto sondy byly provedeny v obou portálových pasech se stejným výsledkem. Na zvětrávání zdiva opěr upozorňoval již tunelový list v roce 1949;
2. Portálový límec vjezdového portálu je v pravé části klenby odtržen od klenby tunelu. Trhlina se nachází v bezprostřední blízkosti límce, šířky do cca 1 – 2 cm. Trhlina byla již dříve sanována přespárováním. Výjezdový portál je znatelně odtržen od klenby tunelu dvěma trhlinami. První výrazná trhlina šířky v řádu cm prochází cca 1,5 m od portálové stěny přes celou klenbu. Druhá, méně výrazná, probíhá cca 4,5 m od čela portálu pouze v pravé části klenby.
3. Cihelná klenba je zčásti plošně zvětralá do hloubky cca 15 – 30 mm. Rozsah je cca 70% plochy klenby a 30% plochy opěr; zbývající zdivo má jen z malé části zvětralé spárování;
4. Skalní stěny nad portálem a v předzářezech postupně zvětrávají, odpadající části vytvářejí podél trati svahové kužely do výšky cca 2 m nad kolejí, portálová

stěna nad výjezdovým portálem musí být pravidelně čištěna z důvodu nebezpečí padajících kamenů na trať;

5. Rekonstrukce tunelu

Hlavní problémem rekonstrukce tunelu byla výměna silně zvětraného ostění velké části opěr při zachování původního ostění v klenbě. Jednalo se celkem o 54,4 m opěr v obou opěrách. Před vlastní výměnou zvětralého zdiva bylo nutno zajistit patu klenby. To bylo provedeno přikotvením paty klenby samozávrtnými kotvami typu R25 á 1 m. Zajištění v délce bylo navrženo přes roznášecí práh z ocelové štetovnice typu III_n, realizováno pak přes válcovaný profil U240. Výměna opěr probíhala postupně, po pasech šířky do 1,8 m. Pasy byly řezány svislými řezy diamantovou kotoučovou pilou přes celou tloušťku ostění. Pouze u portálových límců bylo nutno ponechat zdící kameny límce bez poškození – bourání podél límce probíhalo ručně. Volná část portálového límce byla pro zajištění stability přikotvena do boku opěří celozávitovými sklolaminátovými tyčemi průměru 25 mm délky 3 m.



Obr. 2 Detail návrhu výměny opěr

Důležitým úkolem bylo při výměně opěr zachovat drenážní funkci prostoru za ostěním – původní zakládka, která při bouracích pracích vypadla. Proto bylo nutno provést novou drenážní vrstvu za ostěním. Vzhledem k nedostatku informací o velikosti prostoru mezi ostěním tunelu a výrubem a předpokládanému nerovnému průběhu výrubu projekt předepsal vyplnění drenážního prostoru částmi balíků slámy. Předpokládaná tloušťka drenážní vrstvy byla cca 300 mm. Od betonáže a tedy i od zanesení drenážní vrstvy při betonáži cementovým mlékem byla drenážní vrstva oddělena separační geotextilií gramáže 500 g/m². Tato geotextilie byla připevněna na nosné kostře z KARI sítě, která zároveň tvořila bednění líce prostoru pro vyplnění slámou. Po provedení

drenážní vrstvy nastala betonáž pasů prostým betonem třídy C25/30 XC2 XF1 do jednostranného bednění. Prostor mezi betonovou opěrou a původní klenbou byl po částečném vytvrdnutí betonu vyplněn cementovou injektáží. Schema viz Obr. 2.

Další částí statického zajištění tunelu bylo sešití odtržených portálových stěn s klenbou tunelu. U méně významných trhlin ve vjezdovém portálu a ve vzdálenosti 4,5 m od výjezdového portálu bylo sešití provedeno výztuhami z helikální výztuže. Staticky významná trhlinka u výjezdového portálu byla přikotvena ke klenbě tunelu celozávitovými sklolaminátovými tyčemi průměru 25 mm délky 3 m v rozteči 1,5 m po obvodu klenby. Tyče byly lepeny po celé délce chemickou injektáží. Povrch trhliny byl po přikotvení přespárován a následně byla trhlinka zainjektována rovněž chemickou injektáží.

Povrchové zpevnění a hydrofobizace cihelného zdiva bylo provedeno v celém rozsahu pasů TP2 a TP3, vestavěných dodatečně v roce 1897. Po očištění povrchu cihelného zdiva od produktů zplodin lokomotiv a zvětralých částí zdiva byly přespárovány případně uvolněné či vypadané spáry. Následně bude celý profil ošetřen nástřikem, určeným ke zpevňování a současné hydrofobizaci silikátových materiálů.

Spárování zdiva bylo provedeno speciální cemento – vápennou maltou STACHETUBE 20 firmy Stachema Kolín. Jedná se o mrazuvzdornou, expanzní maltu pro zdění a spárování historického kamenného zdiva. Tato malta byla vyvinuta v rámci projektu TA03030851 Sanace tunelů - technologie, materiály a metodické postupy Technologické agentury ČR, na kterém se podílí spolu s VUT v Brně – Fakultou stavební i firma AMBERG Engineering Brno, a.s. Jednalo se zde o první velkou aplikaci v praxi po zavedení průmyslové výroby tohoto produktu.

6. Zajištění skalních stěn v předzářezech

Nadportálové skalní stěny a stěny předzářezů u obou portálů jsou z opuky, která má sklon ke zvětřávání. Postup stavebních úprav:



Obr. 3 Zajištění portálových stěn

- odstranění náletových dřevin ze skalních stěn
- očištění povrchu skalních stěn od zvětralých částí – mechanicky dolamováním
- dobetonování vypadaného za plombování puklin ve skalním masivu
- zajištění stěn dvouzávitovou sítí s protikorozi ochranou. Síť je přikotvena samozávrtnými tyčovými kotvami typu R32x5 mm v rastru 2x2 m. Minimální délka

kotve byla projektem navržena 3,0 m, skutečná délka byla podle potřeby upravena na základě hloubky rozpukání skalního masivu a směru a rozevření puklin. Injektáž kotve cementová.

7. Závěr

Realizace sanačních a rekonstrukčních prací kladly vysoké nároky na provedení ne zcela běžných detailů a především na organizaci výstavby, která byla součástí organizačně velmi komplikované modernizace trati poměrně krátké výluce. Během prací byla proto nutná častá přítomnost autorského dozoru pro operativní řešení aktuálně vzniklých problémů, zejména při postupném odkrývání prostor za ostěním a obnažování skalních a portálových stěn od úlomků zvětralé horniny.

Je nutno ocenit aktivní spolupráci realizační firmy MINOVA Bohemia s.r.o. a také dozor investora.

Rekonstrukce Rigelského tunelu na trati Liberec – Černousy

|18

Ing. Michal Gramblička, Ing. Stanislav Žáček, SUDOP PRAHA a.s.

Rekonstrukce Rigelského tunelu je název pro stavby v celkové délce přes tři kilometry. Jedním z nejvíce komplikovaných stavebních objektů byla rekonstrukce Rigelského tunelu, dlouhého pouhých 138 m, které dokončila sanační práce započaté již před čtyřiceti léty.

Úvod do historie

Osud některých staveb železniční infrastruktury je zvláštní v tom, že jsou postaveny s velkým očekáváním, pak jsou načas postihnuty zapomněním způsobujícím někdy až jejich degradaci a když jsou dlouhou dobu vystaveny nepřízní povětrnosti, zdá se, že zaniknou. Někdy jsou však zachráněny a jakoby pokropeny živou vodou vysvitnou tak, že z jejich přeměny mají radost nejen železničáři a cestující, ale také turisté, které zašlou krásu technických staveb našich předků mohou obdivovat při toulkách překrásnou přírodou Frýdlantska v novém světle.

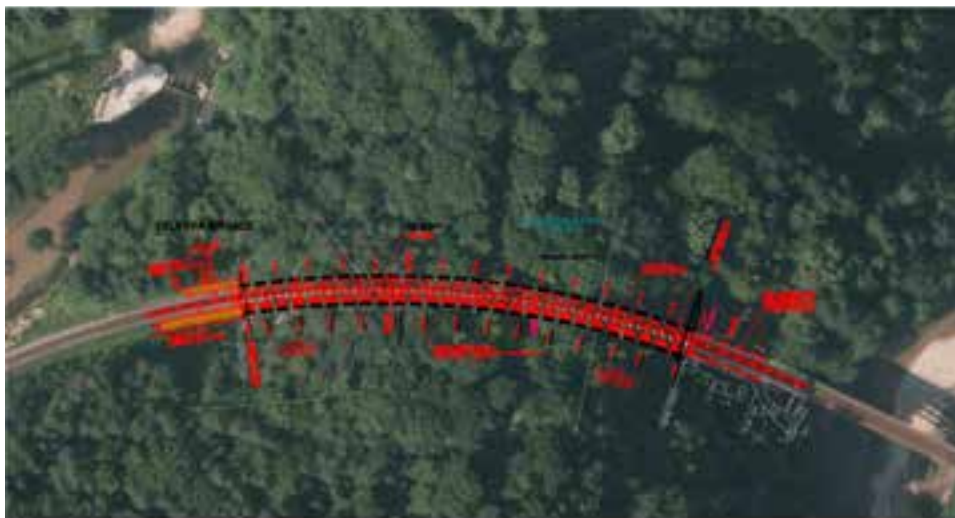
Jedním z mnoha takových příkladů je i Rigelský tunel na trati Liberec – Černousy st.hr. (Zawidow PKP), v traťovém úseku Frýdlant v Čechách – Višňová. Stavba tunelu byla dokončena v roce 1875 a byl s nejlepšími úmysly a očekáváními, na hranicích dvou států, vyražen jako dvoukolejný, i když po celou dobu využívaný pouze s jednokolejným železničním provozem.



Popis stavu tunelu před rekonstrukcí

Osa tunelu byla v kruhovém oblouku, pro rychlost 60 km/h. Vlevo trati jsou vybudovány dva záchranné výklenky (dle starých normálí, které již ale platným předpisům nevyhovují, nové výklenky však není nutné realizovat vzhledem k dostatečnému prostoru tzv. bezpečné vzdálenosti od provozované koleje a také pro případný únik osob z tunelu

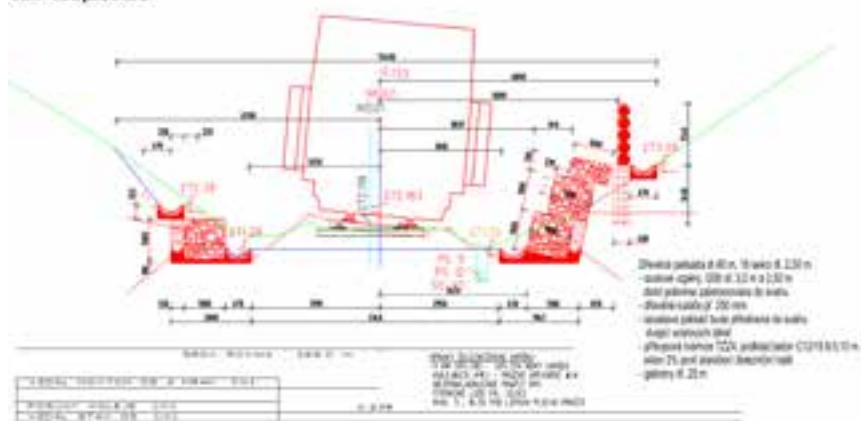
vpravo železniční tratě). Osa koleje byla a je v tunelu uložena asymetricky k levé opěře, od osy tunelu cca 1,0 m, větším změnám v poloze brání blízký most, na kterém se posun kolejí nedá realizovat. Tunel je v celé délce obezděn a ostění tvoří žulové zdivo, v klenbě kvádrové a v opěrách řádkové. Podle Evidenčního listu tunelu je tloušťka klenby 50 cm, v patkách však na portálech jsou i kvádry tlusté 90 cm. Odvodnění klenby je provedeno kamennou rovinaninou a za rubem opěr je provedena spojitá kamenná drenáž, která je napojena na střední tunelovou stoku, která je pouze částečně funkční. Za dobu životnosti tunelu došlo působením povětrnostních vlivů (voda, mráz) a železničního provozu (kouřové plyny) k rozpadu pojiva zdiva a k vydrolení a vyplavení spár. Důsledkem toho bylo uvolňování jednotlivých kamenů a v některých částech ostění došlo i k rozsáhlejší plošné deformaci zdiva. Pro ochranu železničního provozu bylo nutné výjezdový portál prodloužit a přestavět, čímž atypické řešení. V roce 1981 bylo ostění zajištěno vestavěním kolejnicových skruží, dřevěným pažením a vyklínováním. Do dnešní rekonstrukce tak zůstalo zabezpečeno cca 13 m výjezdového portálu. Na konci osmdesátých let minulého století se provedl základní nástřik betonu na ostění (průměrně méně než 5 cm) s kotvením a ocelovou svařovanou sítí. Na vjezdovém portálu a také v tunelu v horní části klenby a opěr byly viditelné hlavy kotev s propojovacími řebříčky (patrně v místech s největší degradací žulových bloků). Prakticky celá klenba i s opěrami byly provrtány injektážními vrty (příprava pro injektáž za rubem ostění ŽS Brno, jeden ze základních omylů předchozí generace stavitelů, která nevedla k úspěchu sanací), přes které nejenom že pronikala podzemní voda a tato v zimních měsících vytvářela ledové krápníky, čímž bránila bezpečnému provozu na železniční trati, ale také způsobovala hnilobu dřevěných prachů a vytvářela rozbahněná místa v kolejovém loži.



Popis použitých technologií a prací při sanaci a rekonstrukci

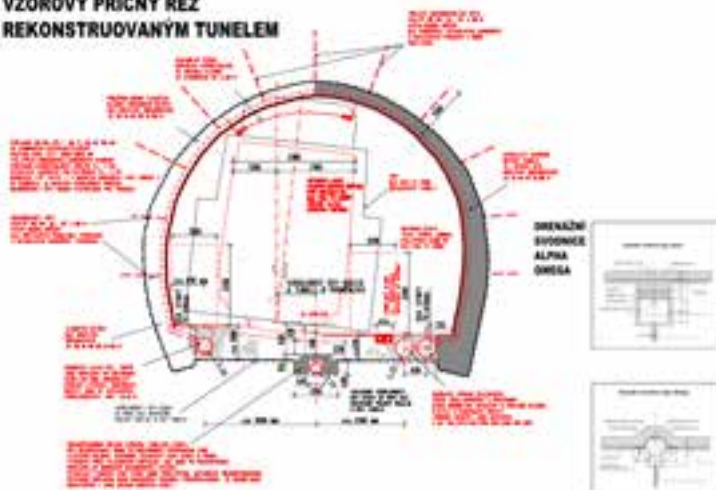
Rekonstrukce železničního Rigelského tunelu byla zaměřena na opravu, sanaci a výměnu zvětralých částí nosné konstrukce ostění a především na odstranění příčiny těchto poruch, tj. pronikání podzemních vod do vnitřku tunelu, když tato v zimních měsících zapříčiňovala zaledňování vnitřku tunelu a ledové krápníky ohrožovala bez-

**PŘÍČNÝ ŘEZ
PŘED VJEZDOVÝM PORTÁLEM
KM 189,230.00**



Nejdůležitější opatření spočívalo ve vypuštění nahromaděné podzemní vody za rubem tunelové klenby a opěr soustavou radiálních odvodňovacích vrtů, když vrty se napojily na líci klenby do nových svodnic a tyto se v opěří klenby napojují do nově osazených bočních tunelových stok, tvořených soustavou umělohmotných trub a šachet. Šachty umožňují prvotní kontrolu o funkčním svádění podzemních vod a také mechanické čištění zanesených drenážních trubek v případech vyplavování jemných součástí horninového masivu. Železniční trať je vedena ve spádu po směru staničení a proto se nový drenážní systém tunelu napojil na odvodnění výjezdového portálu. Na vnitřní straně oblouku železniční tratě se uložily kabely nově vybudované trasy inženýrských sítí.

VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ REKONSTRUOVANÝM TUNELEM



Na vjezdovém portálu se jako ochrana proti padajícím kamenům a vyplaveným hlínám z porostu vybudovaly po obou stranách nové odvodňovací žlaby, betonové obklady svahů a vpravo tratě i palisáda, tvořena ocelovou nosnou konstrukcí a dřevěnými kuláči.

Kamenné ostění tunelu se v porušených částech rekonstruovalo přezdněním a plombováním. Uvolněné a rozrušené vnitřní kamenné kvádry, které neohrožovaly stabilitu konstrukce zděného ostění u paty opěří, byly zesíleny výplňovou injektáží cementovou maltou nebo polyuretanem na celou délku styčné spáry. Účinek injektáže se pak projevuje stmelněním porušeného zdiva, vyplněním dutin a mezer ve zdivu, opětné spojení jednotlivých kamenů a tím jeho zpevnění a schopnost přenášet působící zatížení. Důsledně bylo zachováno cílené dávkování injektážní směsi především v zadní třetině délky vrtů tak, aby nebyla narušena drenážní funkce zakládky. Realizovalo se také spárování, nejjednodušší metoda používaná ke zpevňování líce zdiva. V oblasti největších průniků podzemní vody do tunelu, staré vrtů připraveny pro injektáže a v bezprostřed-



ním okolí svodnic se provedlo důsledné utěsnění narušených spár kamenného ostění tak, aby se voda vytékající za rubem ostění v max. míře usměřnila do odvodňovacího zařízení. Byla také provedena kompletní rekonstrukce odvodňovacího systému, sestávající s provedení svodnic typů Alpha a Delta. Ve vrchlíku klenby na šířku trakčního nástavce, t.j cca 4,0 m, se na celou délku tunelu provedl nástřik hydroizolace a stříkaného betonu. Další nástřik hydroizolace a betonu

byl proveden v opěří a u dna na šířku 1,5 m podél celé svodnice. Při rekonstrukci se také kompletně vyměnila konstrukce železničního svršku, především již málo únosné dřevěné pražce s kolejnicemi za pražce betonové a realizovala se bezстыková kolej v celé délce objektu.

Rekonstrukce Rigelského tunelu byla realizována s podporou Operačního programu doprava.





Správa železniční dopravní cesty

SPRÁVA ŽELEZNIČNÍ DOPRAVNÍ CESTY, STÁTNÍ ORGANIZACE

KDO JSME

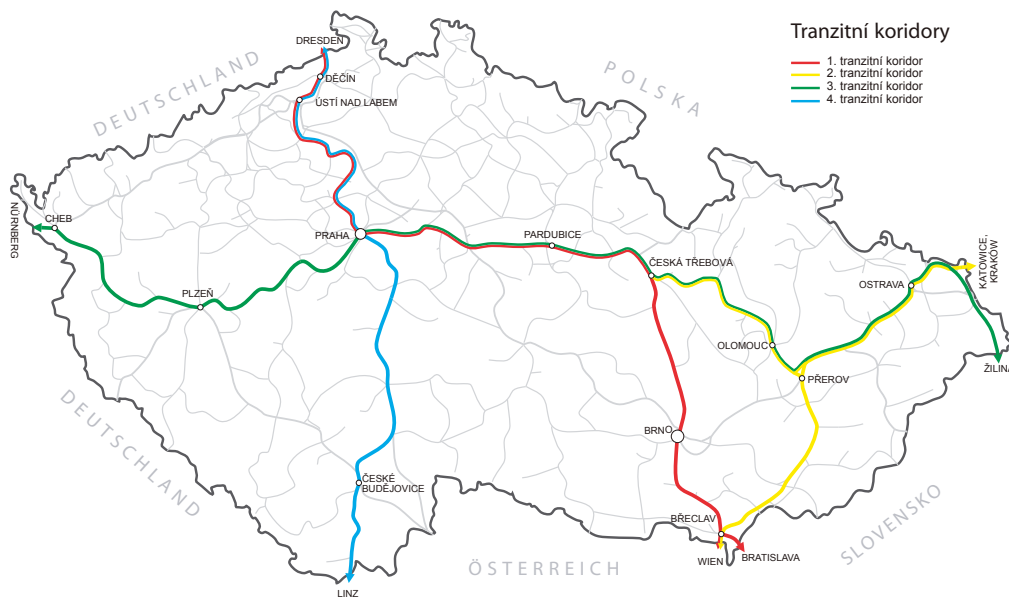
SŽDC je moderní, pružnou a zákaznický orientovanou organizací zajišťující rozvoj rychlé, kvalitní a kapacitní železniční sítě jako nedílné součásti evropského železničního systému. Vytváří předpoklady pro posílení tržní pozice železniční dopravy v národním i mezinárodním měřítku.



ŽELEZNIČNÍ SÍŤ SŽDC

Délka tratí celkem	9 459 km
Délka elektrizovaných tratí	3 217 km
Délka tratí normálního rozchodu	9 458 km
Délka úzkorozchodných tratí	23 km
Délka jednokolejných tratí	7 541 km

Počet mostů	6 798
Počet tunelů	164
Celková délka mostů	153 687 m
Celková délka tunelů	45 732 m
Počet železničních přejezdů	8 001



ROZVOJ A MODERNIZACE ŽELEZNIČNÍ DOPRAVNÍ CESTY

V této oblasti je činnost SŽDC dlouhodobě zaměřena především na přípravu a realizaci investičních akcí s důrazem na následující priority:

- modernizace tranzitních železničních koridorů,
- modernizace železničních uzlů,
- modernizace ostatních tratí zařazených do evropského železničního systému,
- postupná modernizace a rekonstrukce vybraných ostatních celostátních a regionálních tratí s cílem vytvořit podmínky pro zajištění kvalitní dopravní obslužnosti,
- zajištění interoperability vybraných tratí,
- investice do železniční infrastruktury pro rozvoj příměstské dopravy a integrovaných dopravních systémů,
- elektrizace vybraných železničních tratí,
- zvýšení bezpečnosti železniční dopravy, zejména bezpečnosti na železničních přejezdech,
- postupná příprava pro výstavbu Rychlých spojení.



Správa železniční dopravní cesty, státní organizace
Dlážděná 1003/7
110 00 Praha 1
tel.: +420 222 335 911
<http://www.szdc.cz>
e-mail: info@szdc.cz

Ing. Pavel Mařík, Bögl a Krýsl, k.s.

1. Úvod

V rámci řešení modernizace železniční tratě v úseku Nové Město nad Váhom – Púchov v úseku trati Zlatovce – Trenčín bylo nutné pro zvýšení traťové rychlosti na 160 km/h provést nové vedení trasy. Toto nové vedení trasy vyvolalo i potřebu nového železničního mostu délky 343m přes Váh. Nový most nahradí původní ocelový příhradový most, který se nachází cca o 110m níže po proudu Váhu. Přemostřovanou překážkou je koryto Váhu s přilehlými inundačním územím v rozsahu mezi protipovodňovými hrázemi na obou březích řeky. Navrhnutá nosná konstrukce mostu z předpjatého betonu byla upřednostněna před ocelovou konstrukcí z důvodu nižších nákladů na údržbu a možnosti lepšího architektonického ztvárnění konstrukce pro jeho umístění v blízkosti centra města.

2. Technické řešení

2.1. Nosná konstrukce a spodní stavba

Nosná konstrukce mostu je navržena z předpjatého betonu třídy C35/45. Pro každou traťovou kolej je navržen samostatný most šířky 7050 mm. Světlá vzdálenost obou mostů je 600 mm. Celková šířka obou mostů je 14700 mm. Mosty jsou 7 polové spojitě nosníky stavěné metodou letmé betonáže, s výjimkou části krajních polí, které jsou betonovány na pevné skruži. Rozpětí polí levého mostu jsou 40,5 + 3 x 52,0 + 53 + 53,4 + 40,5 m, rozpětí pravého mostu jsou 40,5 + 3 x 52,0 + 50,8 + 50,8 + 40,5 m.

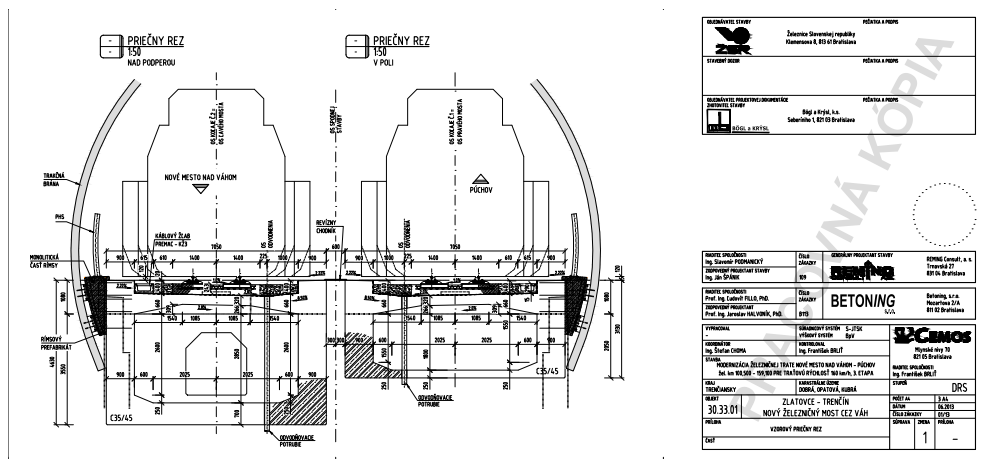
Příčný řez jednokomorový se šířkou trámů 900 mm s proměnou výškou od 3120 mm ve středu rozpětí jednotlivých polí až do 4620 mm nad jednotlivými mezilehlými podpěrami. Ve výšce 465 mm pod horní hranou trámů je umístěná železobetonová mostovka vetknutá do krajních trámů. Tloušťka horní desky mostovky je 295 mm. Mostovka spolu s nosnými trámy vytváří prostor pro uložení pevné jízdní dráhy typu Rheda 2000 a kabelové trasy po obou stranách, na trámech každého mostu. Spodní deska má proměnnou tloušťku od 700 mm nad podpěrou do 250 mm ve středu rozpětí pole. Světlá šířka mezi trámy je 5250 mm a světlá výška mezi deskami je proměnná od 3130 mm u podpěr do 2080 mm v poli. Na vnějších trámech jsou uloženy obvodové římsové prefabrikáty, na kterých jsou uchyceny architektonicky ztvárněné portály, které nesou trakční vedení.

Nosná konstrukce každého mostu je uložena na kalotových ložiscích, které jsou uloženy vždy pod pod stěnou trámu. Pevné ložisko je na pilíři č. 4

Spodní stavbu mostu tvoří pro každý most dvě krajní železobetonové opěry z betonu C 30/37. Dále šest vnitřních mezilehlých podpěr elipsovitého půdorysného průřezu ze železobetonu třídy C 30/37, které jsou společné pro oba dva mosty. Založení mostu je hlubinné na skupině velkopřůměrových pilot průměru 900 mm délky 4 m až 7 m. Opěry jsou také založeny na pilotách, ale délky 7, resp. 10m. Piloty podpírají základové

desky min tloušťky 2 m z betonu třídy C 25/30. Vlastní pilíře jsou obloženy kamenným obkladem.

Předpětí je soudržné z 19 lanových jednotek průměru 15,7/1860 MPa. Napiínání kabelů je jednostranné. Kabely jsou uloženy plastových kabelových kanálcích k zajištění ochrany proti bludným proudům.



Obr. č. 1 – příčný řez

2.2. Vybavení mostu

Odvodnění mostu je zabezpečeno příčným slonem mostovky k vnitřním stěnám komorového průřezu. Podélný sklon mostu je 10,7 resp. 11,5 promile od rozhraní. Odvodňovače jsou umístěny po 8 m.

Izolace mostu byla v době soutěže navržena jako celoplošná volně položená folie z PVC tl. 10mm. Souvrství bylo navrženo z impregnačního nátěru na bázi asfaltu, dvou vrstev geotextilie, mezi kterými je izolační folie PVC a ze separační vrstvy PVC folie, která uzavírala souvrství. V průběhu výstavby zhotovitel navrhnul změnu izolačního systému z volně položené folie z PVC na izolační systém celoplošně spojený s mostovkou. Vzhledem k dosud probíhajícím jednáním není definitivně rozhodnuto o systému, který bude použit, ale v úvahu připadají dva možné systémy. Buď stříkaná izolace na bázi PUR, nebo celoplošně natavované asfaltové pásy.

Trakční vedení je zavěšeno na ocelových branách, které jsou architektonicky ztvárněny do obloukového tvaru korespondujícího s oválným průřezem, které tvoří prefabrikované římsy. Součástí komplexního řešení příčného řezu je i protihluková stěna výšky 4,2 m.

Mostní závěry jsou rozsahu do 200 mm, jsou navrženy jako ukončení mostu a opěry pomocí betonových stěnek nad kterými je umístěna dilatace pevné jízdní dráhy.

3. Postup výstavby

3.1. Založení a spodní stavba

Před založením bylo potřeba provést zemní práce, které se sestávaly z vlastního přístupu k jednotlivým pilířům v řece. Tento přístup byl realizovaný pomocí dočasné sypané hráze. Hráz byla mezi pilíři z důvodu zajištění průtoku Váhu a k omezení vzdutí hladiny osazena souborem ocelových trubek průměru 1020 mm, délky 24 m. Vlastní realizace přístupů byla původně navržena ve dvou etapách. První etapa umožňovala přístup od pilíře P3 až k pilíři P5 z pravého břehu. Druhá etapa byla navržena po odstranění násypu první etapy k realizaci násypu k pilířům P6 a P7 z levého břehu. U každého pilíře byla nasypána pracovní plošina, ze které byly provedeny výkopy pro založení. Výkopy byly provedeny v pažených stavebních jamách, které byly paženy dvojitou štetovnicovou jímkou. Štetovnice jsou opřené do nepropustného podlaží. Vrtání pilot probíhalo z horní úrovně pracovních plošin. Po vyvrtání pilot bylo potřeba provést výkopy. Vzhledem k hloubce výkopu přes 8 m bylo potřeba štetovnice zajistit rozepřením. Rozepření bylo realizováno ocelovými rámy, které byly dále ještě na delší straně vzájemně rozepřeny válcovanými profily. Hned při realizaci výkopů u prvních jímek se objevily problémy s jejich těsností. Hlavní příčinou netěsností byla skutečnost, že na dně nad nepropustným podloží se nacházely různé balvany a proto nebylo možno všude za-



Obr. č. 2 vahadlo P5 a přístupový násep

razit štetovnice dostatečně hluboko. Přítoky do stavebních jam byly takové, že se jámy nedařilo vyčerpat. Jako nápravné opatření bylo po několika jednáních zvoleno dotěsnění jímek soustavou vrtů s tryskovou injektáží. Jednotlivé vrty průměru 112 mm byly umístěny kolem vnitřní jímky v osově vzdálenosti 800 mm. Jako těsnicí směs byla zvolena cement - jílová směs. Uvedené řešení sice stavbu zdrželo, ale po technické stránce se osvědčilo tak, že přítoky byly minimální.

Po zajištění jámy proti vodě byly provedeny výkopy následovalo zhotovení podkladního betonu a odbourání přebetonovaných hlav pilot. Následovalo standardní zhotovení základu s tím, že základ byl betonován do štetovnic vnitřní jímky jako do ztraceného bednění. Tyto štetovnice vnitřní jímky zůstaly jako trvalé v korytě váhu jako ochrana proti podemletí. Vnější štetovnice byly po zhotovení pilířů a odtěžení dočasných přístupů a pracovních plošin odstraněny.

Na provedených základech byly vybetonovány díčky pilířů. Pilíře jsou navrženy s kamenným obkladem, Vzhledem k jejich tvaru byla spodní svislá část betonována do

předem provedeného obkladu a horní kónická část byla obložena dodatečně. Součástí spodní stavby bylo provedení pomocných podpor pro zárodek letmé betonáže. Každý zárodek byl podepřen dvojicí pilířů umístěných pod stěnami trámů NK vždy na obou stranách zárodku. Celkem bylo na každém základě osm ks pomocných pilířů vždy o rozměru 1000 x 1000 mm.

3.2. Nosná konstrukce

Oba mosty jsou budované metodou letmé betonáže jen část prvního a sedmého pole byly realizované na pevné skruži. Při návrhu byl uvažovaný betonovací vozík s hmotností 60 tun. Délka zárodku byla 12 m, délky lamel 5x3,8 m. Celková délka vahadla 2x25 m = 50 m. Délka uzavírací lamely byla 2 m s výjimkou pole č.5 levého mostu (LM), kde byla délka 3 m a pole č.6 levého mostu kde byla délka 3,4 m. Délka vahadla pravého mostu (PM) nad podpěrou P6 byla zkrácená na 2x24,0 m = 48 m při délkách lamel 5x3,8 m + 2,8 m a délce uzavírací lamely 1,8 m v pátém a šestém poli. Vahadla byly stabilizované 4 dočasnými betonovými pilíři čtvercového průřezu 1,0x1,0 vetknutých do základové desky. V případě pilíře P7 byla část stabilizačního systému vzhledem k značné šikmosti uložena na horní straně pilíře. Vzhledem k velkému rozdílu v délkách pomocných pilířů vetknutých do základové desky a na úložném prahu u pilíře byla upravena tuhost kratších pilířů vložením pružné vložky tl. 30 mm, tak aby jejich osová tuhost nebyla větší než dvojnásobek osově tuhosti delších pomocných pilířů.

Postup betonování jednotlivých vahadel dostal v průběhu výstavby několika změn, které byla vyvolány povodňovými událostmi, které narušily přístupovou komunikaci na provizorním násypu k pilíři P5 po vybetonování vahadla na pilíři P2. Rozsah problematiky provedených změn je nad možností tohoto článku, ale výsledný postup při realizaci jednotlivých vahadel byl následující.

První vahadlo bylo budované na pilíři P2, nejdříve se vždy betonovalo vahadlo levého mostu potom pravého. Následně se betonovací přesunuly na pilíř P3 a P5, vždy nejdříve na pravý most a po dokončení vahadla pravého mostu se betonovací vozík přeložil na levý most.

Po dokončení vahadel na pilíři P2 se vybetonovala druhá část pole č.1 na skruži. Potom se předeprnuly kabely spojitosti v poli č 1 na 50% a uvolnilo se podepření stabilizace vahadla na P2 odřezáním betonu v hlavě stojek pomocí lanové pily. Následně se do dopnou kabely na 100% a napnou se ostatní kabely spojitosti na plnou hodnotu. Po dokončení vahadel na P5 se betonážní vozík přesune na pilíř P4 a z P3 na P7. Po dokončení vahadel na P3 se vybetonuje zmonolitnění v poli č.2. Potom se uvolní stojky stabilizace vahadla na P3. které se nacházejí v poli č.3. Následně se předeprnou kabely spojitosti v poli č.2 na 100% a po jejich předeprnutí se uvolní stojky stabilizace vahadel na P3, které jsou v poli č.2. Vozík se dále přesunul na pilíř P7. Po dokončení vahadel na P4 se vozíky přesunou na pilíř P6. Následně se vybetonuje zmonolitnění poli č.4. Potom se uvolní stabilizace pilíře vahadla na P4 v poli č.3 a vahadel na P5 v poli č.5. Potom se napnou kabely spojitosti v poli č.4 na plnou hodnotu. Po předeprnutí kabelů spojitosti se odstraní stojky stabilizace vahadel v poli č.4. V dalším kroku následuje předeprnutí kabelů spojitosti v poli č.3. Po dokončení vahadel na P7 se vybetonuje druhá část pole č.7 na skruži a zmonolitní se. Po dokončení vahadel na P6 se zmonolitní pole č.5.



Obr. č. 3 podskružení zárodku na P6, vahadlo P7

4. Závěr

V současné době je most ve stavu, kdy jsou hotovy zárodky na pilíři P6 a zahajuje se betonáž prvních lamel. Na zbytku nosné konstrukce jsou již realizovány římsy a připraveny ozuby pro přenos vodorovných sil mezi nosnou konstrukcí a budoucí pevnou jízdni dráhou. Současně s postupem výstavby jsou rozebrány přístupové násypy a plochy kolem pilířů P4 a P5. Po dokončení vahadel na posledním pilíři P6 bude provedeno zmonolitnění konstrukce, dokončení říms a vybavení mostu. Závěrem je nutno zmínit, že přes standardní konstrukci letmé betonáže vlivem komplikace se založením a dispozicí dvou vedle sebe umístěných nosných konstrukcí vzájemně půdorysně posunutých konstrukcí si příprava a realizace mostu vyžádala značnou pozornost a nespočet problémů s vlastní realizací.

Ing. Blanka Karbanová, Ing. Pavel Matyáš,
SŽDC, s.o., Technická ústředna dopravní cesty

1. Úvod

Provozeroschopností dráhy je technický stav dráhy zaručující její bezpečné a plynulé provozování (viz zákon č. 266/1994 Sb. o drahách v platném znění §2 (2)). Stavba dráhy (tj. také mostní objekty) a stavba na dráze musí splňovat technické podmínky a požadavky bezpečnosti provozování dráhy a drážní dopravy. Technické podmínky a požadavky jednotlivých druhů drah stanoví prováděcí předpis (viz zákon č. 266/1994 Sb., §5 (3)). Vlastník dráhy celostátní a dráhy regionální je dále povinen pečovat o rozvoj a modernizaci dráhy v rozsahu nezbytném pro zajištění dopravních potřeb státu a dopravní obslužnosti území kraje (viz zákon č. 266/1994 Sb., §20 (2)). Technické podmínky provozuoschopnosti dráhy a technické podmínky styku drah stanoví prováděcí předpis (viz zákon č. 266/1994 Sb., § 20 (4)).

Poznámka: prováděcím předpisem je míněna vyhláška Ministerstva dopravy (dále i MD) č. 177/1995 Sb., kterou se vydává stavební a technický řád drah v platném znění.

Pro zajištění provozuoschopnosti dráhy a bezpečnosti drážní dopravy se provádějí pravidelné prohlídky a měření staveb drah. Časový interval prohlídek a měření je uveden v příloze č. 1, která je součástí této vyhlášky (viz vyhláška MD č. 177/1995 Sb. § 26 (1)). Z vyhlášky MD č. 177/1995 Sb. § 26, odstavce (2) vycházejí příslušné předpisy SŽDC, které podrobně upravují správu, technické požadavky a činnosti související se správou železniční dopravní cesty. Pro správu mostních objektů a některých objektů s konstrukcí mostu podobnou jako součástí dráhy na železničních dráhách v majetku ČR, se kterými má právo hospodařit SŽDC, platí předpis SŽDC S5 „Správa mostních objektů“.

2. Dohlédací činnost

Pro zajištění dlouhodobé provozuoschopnosti mostních objektů a některých objektů s konstrukcí mostu podobnou (jako součástí dráhy) na železničních dráhách v majetku ČR, je nutná soustavná znalost provozního a stavebního stavu všech spravovaných objektů. Je zajišťována formou dohlédací činnosti, prohlídek, zkoušek, zvláštního pozorování, provozních měření a diagnostiky, příp. statických přepočtů atp.

Dohlédací činnost na mostních objektech se člení na:

- pravidelné prohlídky ve smyslu vyhlášky MD č. 177/1995 Sb., tj. obchůzka tratí, příp. kontrolní jízda, běžná prohlídka, podrobná prohlídka;
- nepravidelné prohlídky, tj. mimořádná prohlídka, kontrolní zatěžovací zkouška, zvláštní pozorování, provozní měření a diagnostika, případně prohlídka v rámci předání prací.

Základní diagnostikou spravovaných trvalých i zatímních objektů je dle vyhlášky MD č. 177/1995 Sb. a předpisu SŽDC S5 dohlédací činnost, která je ve většině výše uvedených činností prováděna za provozu jednotlivými organizačními jednotkami SŽDC. V případě obchůzek trati, příp. kontrolních jízd a běžných prohlídek provádějí dohlédací činnost zaměstnanci příslušných správ Oblastních ředitelství. Pro zajištění jednotného hodnocení stavebního stavu objektů včetně jejich poruch a závad v rámci celé železniční dopravní cesty jsou podrobné prohlídky prováděny organizační jednotkou zajišťující část diagnostiky na železniční dopravní cestě (tj. Technickou ústřednou dopravní cesty, dále také TÚDC), která je nezávislá na vlastním správci objektů. Některé z výše uvedených činností (např. kontrolní zatěžovací zkoušky, stavebně technický průzkum atp.) jsou zadávány cizím právním subjektům, zejména laboratořím akreditovaným k této činnosti.

Dohlédací činnost zejména u novostaveb, stavebních zásahů do nosné konstrukce a spodní stavby stávajících mostních objektů v rámci rekonstrukcí či oprav z hlediska bezpečnosti provozování dráhy a drážní dopravy začíná technicko-bezpečnostní zkouškou ve smyslu vyhlášky MD č.177/1995 Sb. Vykonává se formou hlavní prohlídky. Její příznivý výsledek je podmínkou povolení k zahájení zkušebního provozu nebo pokračování stávajícího provozu. Hlavní prohlídkou se prověřuje dosažení projektovaných parametrů a plnění požadovaných funkcí celého objektu v rámci provedených stavebních počinů. Součástí hlavní prohlídky může být též (v případech stanovených vyhláškou MD č. 177/1995 Sb.) zatěžovací zkouška k ověření projektovaných parametrů a chování konstrukce při zkušebním zatížení. Zkoušku provádí dle ČSN 73 6209 akreditovaná zkušebna. Hlavní prohlídka se provádí komisionálně (za průběh a výsledek zodpovídá její vedoucí), je o ní pořízen zápis, který se kromě jiného stává přílohou v informačním systému evidence mostních objektů (dále také IS MES).



Podkladem pro hlavní prohlídku mostu v TÚ 1701 km 91,518 byla podrobná prohlídka

Obchůzka trati, popř. kontrolní jízda se provádí v rámci předepsaných činností stanovených předpisem SŽDC S2/3. Výkon dohledu provádějí zaměstnanci příslušného

OŘ, Správy tratí se zaměřením na části viditelné z úrovně koleje, případně na stavební a jinou činnost v bezprostřední blízkosti objektu, která může mít vliv na provozuschopnost a bezpečnost. O výkonu dohledu se v dokumentaci mostních objektů ani v IS MES nevede záznam. Pracovníci, kteří při průběžném dohledu zjistí závady, ohlásí je způsobem stanoveným pro výkon své funkce.

Dalším stupněm pravidelné dohlédací činnosti jsou ve smyslu vyhlášky MD č. 177/1995 Sb. běžné prohlídky, které vykonává minimálně jednou ročně (u mostů hodnocených stupněm „3“ dvakrát ročně) pověřený zaměstnanec příslušného Oblastního ředitelství (tj. místní správce) v jednotlivých územně ucelených obvodech příslušné organizační jednotky. Při výkonu běžné prohlídky (fyzická prohlídka objektu) se provádí vizuální diagnostika (kontrola za pomoci jednoduchých technických pomůcek) jen těch částí objektů, které jsou dostupné bez použití žebříků, lezecké techniky či případné demontáže souvisejícího vybavení objektu. Záznam z běžné prohlídky se zapisuje do IS MES.

Detailnější úroveň pravidelné dohlédací činnosti jsou v souladu s vyhláškou MD č. 177/1995 Sb. podrobné prohlídky, které provádějí zaměstnanci organizační jednotky (TÚDC) nezávislé na správci objektu (zajištění jednotnosti a nezávislosti v rámci celé železniční dopravní cesty) jednou za tři roky u mostů, lávek a objektů s konstrukcí mostu podobnou (viz dále).

V případě neobvyklého chování konstrukce při průjezdu drážních vozidel, výrazného zhoršení stavebního stavu objektu či dalších případech uvedených v předpisu SŽDC S5 se provádí mimořádná (nepravidelná) prohlídka (formou vizuální diagnostiky) vlastními organizačními jednotkami SŽDC (GŘ SŽDC, OŘ, TÚDC). Zápis z této prohlídky se vkládá do souboru příloh IS MES.

V doporučeních z mimořádné prohlídky může být požadavek na provedení kontrolní zatěžovací zkoušky k ověření chování konstrukce a pro ověření další provozní způsobilosti objektu. Zkoušku musí provádět akreditovaná zkušebna dle ČSN 73 6209 „Zatěžovací zkoušky mostů“. Výsledky, zhodnocení a závěry kontrolní zatěžovací zkoušky se ukládají do souboru příloh IS MES.

V případě potřeby se provádí na jednotlivých mostních objektech zvláštní pozorování, provozní měření nebo diagnostika. Tato speciální diagnostika je vykonávána jednak vlastními zaměstnanci příslušných organizačních jednotek SŽDC nebo cizími právními subjekty. V případě zvláštního pozorování, provozního měření se jedná o cílené opakované zaznamenávání dějů, které nelze plně vizuální diagnostikou odhalit, tj. za pomoci zvláštních pomůcek nebo přístrojů. Cyklus opakování nesouvisí s cykly běžných nebo podrobných prohlídek. Diagnostika (např. stavebně technický průzkum – prověření kvality a stupně degradace stavebních materiálů atp.) může předcházet např. plánované opravě, rekonstrukci objektu a podobně. Protože některé ze zkoušek jsou prováděny v laboratořích, vykonávají tuto diagnostiku zejména cizí právní subjekty. Výsledky, zhodnocení a závěry zvláštního pozorování, měření nebo diagnostiky se vkládají do příslušné části IS MES.

3. Podrobné prohlídky

Podrobné prohlídky se provádějí dle vyhlášky MD č. 177/1995 Sb. a předpisu SŽDC S5 jednou za tři roky na mostech, lávkách, objektech s konstrukcí mostům podob-

nou (váhy, točnice, přesuvny atp.) a jsou součástí prověření mostních provizorií. Jak již bylo zmíněno výše, podrobné prohlídky provádějí zaměstnanci Technické ústředny dopravní cesty, Specializovaného střediska mostních a pozemních staveb. V rámci Specializovaného střediska mostních a pozemních staveb (dále i SMPS) je organizováno pět Regionálních pracovišť (dále i RP), která jsou dislokována v Brně, Olomouci, Pardubicích, Plzni a Ústí nad Labem.

Oblastních ředitelství (dále i OŘ), Správy mostů a tunelů mají ve správě cca 6800 mostů, cca 18520 propustků, cca 200 ostatních objektů a cca 120 provizorií. Mezi TÚDC a OŘ jsou každoročně podepisovány „Rámcové dohody o dodávce vnitropodnikových výkonů“ (dále také jako vnitropodniková dohoda) na provedení diagnostiky a technického servisu v oboru železniční dopravní cesty, tj. včetně podrobných prohlídek mostních objektů. Tato dohoda kromě jiného řeší podmínky pro vykonávání PP. Přílohou je seznam objektů, na kterých budou PP prováděny.

Technická ústředna dopravní cesty má v rámci integrovaného systému managementu certifikovány své činnosti dle ČSN ISO 9001 a ČSN ISO 27000. Proto pro provádění veškerých činností jsou vypracovány pracovní instrukce, tzn. také pro výkon podrobných prohlídek je vypracována pracovní instrukce „Podrobné prohlídky mostních objektů“. Tato pracovní instrukce popisuje soubor činností týkajících se podrobných prohlídek mostních objektů a některých objektů s konstrukcí mostu podobnou jako součástí železničních drah v majetku ČR, se kterými má právo hospodařit SŽDC, vleček a soukromých drah. Tyto činnosti jsou prováděny na základě požadavku SŽDC nebo na základě objednávky cizího právního subjektu.

Jednotlivá Regionální pracoviště provádějí každý rok okolo 470 podrobných prohlídek objektů (tj. mostů, lávek, objektů s konstrukcí mostům podobnou a provizorií) pro jedno či dvě Oblastní ředitelství. Při provádění podrobných prohlídek, tzn. vizuální diagnostiky, jednotlivých částí objektu musejí všichni zaměstnanci TÚDC SMPS dodržovat bezpečnostní předpisy nejen SŽDC – předpis SŽDC Bp1- Předpis o bezpečnosti a ochraně zdraví při práci, ale i vlastní předpisy TÚDC, např. Opatření ředitele TÚDC Práce ve výškách a nad volnou hloubkou. Všichni zaměstnanci TÚDC SMPS musejí být zdravotně způsobilí, což je prověřováno pravidelnými zdravotními prohlídkami a testy.

Zaměstnanci SMPS, TÚDC využívají při provádění vizuální diagnostiky různé jednoduché technické pomůcky, např. žebříky, osobní ochranné pracovní prostředky proti pádu (pracovní prostředky pro pracovní polohování a ochranné prostředky proti pádům z výšky), digitální fotoaparáty, dalekohledy, dálkoměry, teleskopické tyče, pásma, metry, lupy s integrovanými trhlino měry (např. brinellova lupa), posuvná měřítka, výpočetní techniku, různé drobné nářadí atp. Některé speciální činnosti např. vizuální prohlídka podpěr umístěných ve vodních tocích (zvláště pod hladinou) atp. jsou prováděny ve spolupráci s ostatními organizačními jednotkami (např. Hasičskou záchrannou službou), příp. cizími právními subjekty.

Podrobné prohlídky se provádějí podle plánu, který je součástí vnitropodnikové dohody. Upřesněný týdenní plán na konkrétní dny následujícího týdne je koncem každého týdne zaslán příslušným Správám mostů a tunelů (dále i SMT). V případě nepříznivých klimatických podmínek je vždy SMT informována, které objekty nebylo možné prohlédnout, případně které objekty byly prohlédnuty navíc.

V rámci podrobné prohlídky je u každého objektu podrobně prohlédnuta každá část konstrukce, tzn. všechny nosné konstrukce i viditelné části spodní stavby. Objednatel (OŘ SMT) je povinen zajistit v rámci své údržbové činnosti přístupnost ke všem částem mostního objektu tak, aby jejich stav nebyl překážkou k provedení jejich podrobné prohlídky. Rozumí se tím např. odstranění nečistot z konstrukce a spodní stavby, odstranění křovin či jiných překážek v bezprostředním okolí mostního objektu. Po dohodě s objednatelem (se SMT) jsou zpřístupněny vnitřní prostory nosných konstrukcí, u vytipovaných ocelových mostů jsou demontovány např. podlahy, aby byl umožněn přístup ke všem částem konstrukce. V případě nutnosti SMT poskytne dokumentaci objektu atp.

Hlavním cílem podrobných prohlídek je zjištění stavu všech částí objektu, všech závad a poruch na každé jednotlivé části objektu, jejich záznam, vyhodnocení (např. sledování rozvoje trhlin) a kvantifikace za účelem návrhu hodnocení stavebního stavu v protokolu z podrobné prohlídky.

Výstupem z podrobné vizuální prohlídky je Protokol o podrobné prohlídce. Směrný obsah Protokolu o podrobné prohlídce je uveden v Příloze 5 předpisu SŽDC S5. Na základě požadavků tohoto předpisu byl sestaven jednotný protokol pro všechna Oblastní ředitelství. Protokol má čtyři části, v první části je stručný popis objektu včetně vybavení, železničního svršku a souvisejícího okolí objektu. Ve druhé části jsou podrobně popsány závady a poruchy, které byly zjištěny v rámci podrobné vizuální prohlídky na daném objektu. Závady a poruchy zjištěné v rámci vizuální diagnostiky jsou posouzeny z hlediska jejich závažnosti, jejich vlivu na provozuschopnost dráhy a bezpečnost drážní dopravy, a poté je ve třetí části protokolu provedeno zhodnocení stavu jednotlivých částí objektu (tj. navrženo hodnocení každé nosné konstrukce a podpěry (viditelné části spodní stavby)). Hodnocení stavebního stavu jednotlivých částí i celého objektu se řídí předpisem SŽDC S5, který zavádí třístupňovou kvalifikaci, tj. stavební stav jednotlivých částí i objektů jsou hodnoceny stupněm 1, 2 nebo 3. Do hodnocení je nutno zahrnout i možný vliv cizích stavebních objektů nebo činnosti v bezprostřední blízkosti, které mají přímý vliv na bezpečnost drážní dopravy. Na základě hodnocení jednotlivých částí objektu je stavební stav objektu jako celku vyhodnocen ve čtvrté části Protokolu o podrobné prohlídce. Součástí protokolu je fotodokumentace objektu a rozhodujících závad a poruch.

Poznámka: Hodnocení stavebního stavu objektu stupněm 3 neznamená, že je přímo ohrožena provozuschopnost dráhy a bezpečnost drážní dopravy.

Podrobná prohlídka je ukončena předáním Protokolu o podrobné prohlídce včetně fotografií objednateli, který Protokol a vybrané fotografie uloží do příloh v IS MES.

V případě nepříznivého vývoje závad a poruch, které by mohly mít vliv na zajištění provozuschopnosti dráhy a bezpečnosti drážní dopravy, je objednatel vždy neprodleně informován. SMT potom zhodnotí závažnost nahlášených závad a poruch a zajistí jejich odstranění či zařazení objektu do plánu oprav nebo rekonstrukcí.

4. Závěr

Na základě dohlédací činnosti je příslušné Oblastní ředitelství průběžně informováno o stavu objektů, které musejí vyhovět novým požadavkům na rychlost kolejových vozi-



Most v TÚ 1131, km 79,943 pohled zprava

del, únosnost (přechodnost) nebo prostorovou úpravu (průchodnost a velikost) s ohledem na předpokládaný vývoj nároků v dlouhodobém výhledu. V případě jakýchkoliv pochybností, zda mostní objekt vyhovuje nebo nevyhovuje koncepčně-výhledovým nárokům, si SMT provede (v jednodušších případech) či objednává statické přepočty, příp. hydrotechnické výpočty, geotechnické průzkumy, stavebně technické průzkumy atp.

Dohlédací činnost, tj. včetně podrobných prohlídek, je jedním z podkladů pro rozhodování a při plánování dalšího výhledu jak vlastního objektu, tak i daného traťového úseku. Tj. s ohledem na zjištěné podklady je plánována údržba, opravy, rekonstrukce, případně úplná přestavba daného objektu.

Ing. Tomáš Wangler, Roman Šimáček, Milan Špička, Metrostav a.s.

1. Souhrnné údaje

Součástí stavby „Modernizace trati Rokycany – Plzeň“ není pouze nově budovaný nejdelší železniční tunel v České republice, ale též celá řada mostů, propustků a opěrných i zárubních zdí. V naprosté většině případů se jedná o objekty v úsecích původní trasy provozované trati. Úpravy železničních mostů a propustků proto mají zpravidla charakter komplexní přestavby s návrhovými parametry nového objektu. Mostní objekty musí být přestavovány po polovinách ve výlukách jednotlivých kolejí, zatímco provoz ve druhé koleji je zajištěn zpravidla pažením. Stavba zahrnuje celkem 41 inženýrských objektů, z toho 14 železničních mostů, 1 silniční most a 15 železničních propustků.

Metrostav a.s., divize 5, provoz mostů a železobetonových konstrukcí je přímým zhotovitelem všech mostních objektů stavby. Vybrané technicky zajímavé mostní objekty jsou popsány v dalším textu.



Obr. 1 Příklady standardních objektů zastoupených ve stavbě: most se zabetonovanými nosníky; vestavba klenbového rámu do původního mostu; konstrukce z vyztužených zemín

2. Železniční most v ev. km 92,957 – dvojklenba v Ejpovicích

Původní kamenná dvojklenba z roku 1861, která byla vnímána jako jedna z dominant obce, musela být nahrazena novým mostem v důsledku změny geometrické polohy kolejí, vyvolané přestavbou zastávky Ejpovice na trojkolejnou železniční stanici.

Nový most svým vzhledem odkazuje na historickou konstrukci, je však proveden ze soudobých materiálů jako železobetonový spojitý klenbový rám o dvou polích s volnými šířkami po 9,70 m. Subtilní polokruhové klenby mají tloušťku 0,45 m. Spodní stavba i poprsní zdi klenby jsou obloženy kamenem.

Při přestavbě bylo využito skutečnosti, že most byl až do roku 1925 jednokolejný a mezi kolejemi se proto nachází mezilehlá poprsní zeď. Ta byla využita pro zajištění provozované koleje spolu s rozsáhlým záporovým pažením za oběma opěrami.



Obr. 2 Dvojklenba v Ejpovicích:
původní stav, nový stav; podélný řez; přestavba za provozu pod ochranou pažení

3. Železniční most v ev. km 106,592 přes Potoční ulici a Hrádecký potok v Plzni

Železniční most přes Potoční ulici se nachází v místě, kde se přeložka trati přiklání za výjezdovým portálem tunelu zpět k původní trase a překonává Potoční ulici a hlubokou rokli Hrádeckého potoka. Změna geometrické polohy kolejí si vynutila demolici původního mostu se třemi kamennými půlkruhovými klenbami.

Nový most má jediný mostní otvor, což odstraní dosavadní dopravní omezení v Potoční ulici. Most je přestavován po polovinách pod ochranou pažení. Jeho nosné konstrukce jsou navrženy jako spřažené ocelobetonové, se čtyřmi hlavními nosníky o rozpětí 28,00 m. Opěry a rovnoběžná křídla mostu jsou založeny plošně. V navazující stavbě města Plzně budou pod mostem zřízeny rampy pro bezbariérový průchod pod tratí a vyhlídková plošina.

Hlavním problémem přestavby bylo zakládání pražské opěry mostu na dně rokle Hrádeckého potoka, včetně zajištění sjezdů a náročného pažení.



Obr. 3 Most přes Potoční ulici: pažení v koleji č. 2; zatěžovací zkouška v koleji č. 1

4. Železniční most v ev. km 107,234 přes Mohylovou ulici v Plzni

Mohylová ulice je velmi frekventovaná plzeňská komunikace. Náhrada původního mostu o třech kamenných půlkruhových klenbách s volnými šířkami po 7,50 m je prioritně vyvolána jeho stavebně technickým stavem. Nový most s jediným mostním otvorem o volné šířce 17,50 m však zároveň odstraňuje dopravní omezení v této ulici. Spřažené nosné konstrukce se dvěma plnostěnnými nosníky mají rozpětí 18,70 m. Opěry nového mostu jsou situovány ve vedlejších otvorech mostu původního a mohly tak být vybudovány ještě před jeho demolicí. Založení mostu je plošné, zahrnuje však výměnu neúnosné zeminy v podloží, kterou bylo nutno provádět po pásích.

Hlavním problémem realizace mostu bylo zajištění provozu v koleji č. 2 po demolici kleneb v koleji č. 1. Původní jednokolejný most z roku 1861 byl sice zdvojkolejněn až v roce 1925, poloha pracovní spáry však neodpovídá nové poloze kolejí. Spolu s konstrukcí v koleji č. 1 proto bylo nutno odbourat též část konstrukce v koleji č. 2, včetně mezilehlé poprsní zdi a krajních věnců kleneb z kvádrového zdiva. Celistvost a stabilitu zbývající části kleneb, provedené z lomového kamene, byla zajištěna soustavou náročných technických opatření, která zahrnují pažení kolejového lože a přesypávky, kotvené ve více etážích, zesilující monolitický věnec a sepnutí klenby svlaky, které brá-

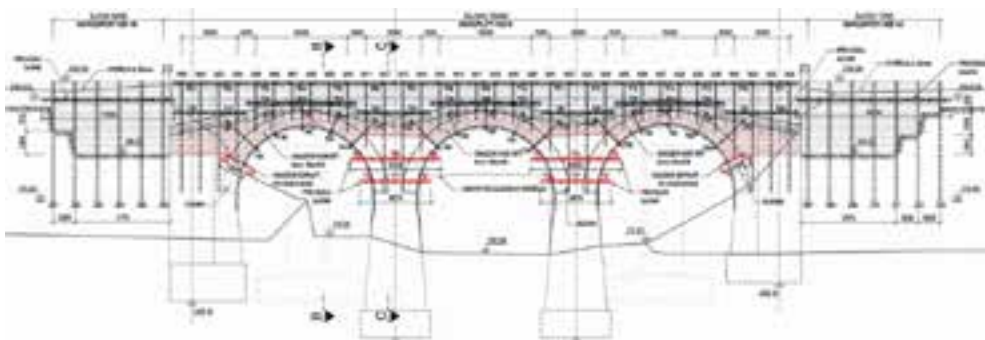


Obr. 4 Most přes Mohylovou ulici: původní stav; zatěžovací zkouška v koleji č. 1

ní rozvolnění jednotlivých věnců klenby, i podskružení klenby jako prevenci vypadnutí jednotlivých kamenů. Klenby musely být před demolicí šetrně rozříznuty diamantovým lanem. Veškeré práce probíhaly za železničního provozu v koleji č. 2.

Přestavba mostu si vyžádala přeložky inženýrských sítí včetně plynovodu a kanalizační stoky. Přímo pod základem nového svahového křídla byla dokonce zastižena štola historického důlního díla, která musela být vyčištěna a následně znovu vyplněna.

Velmi náročná byla i koordinace dopravních opatření se souběžnými stavbami ostatních investorů, Proto musel být pod mostem po většinu doby výstavby zachován alespoň regulovaný průjezd městské hromadné dopravy.



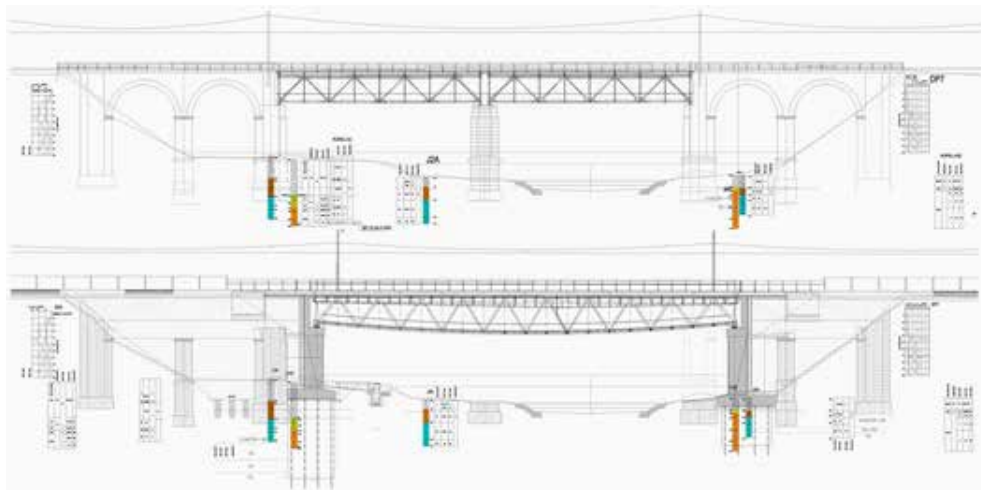
Obr. 5 Most přes Mohylovou ulici: princip zajištění provozované koleje; demolice za provozu v sousední koleji

5. Železniční most v ev. km 108,120 přes řeku Úslavu v Plzni

Most převádí trať přes řeku Úslavu, její inundaci a účelové komunikace vedené po březích. Původní most měl 6 polí. Ve čtyřech vedlejších mostních otvorech byly kamenné půlkruhové klenby, zatímco dva hlavní mostní otvory byly překlenuty ocelovými příhradovými konstrukcemi s přímopásovými hlavními nosníky o rozpětí 32,0 m a s horní mostovkou. Most nevyhovoval aktuálním provozním požadavkům technickým stavem ani zatížitelností.

Dispozice původního mostu umožňovala v projektu hledat optimální volbu z celé řady variant. Ocelové nosné konstrukce z roku 1925 bylo jednoznačně nutno nahradit novými nosnými konstrukcemi s kolejovým ložem. Vyhodnocením průzkumů bylo zjištěno, že ani sanace kamenných částí mostu není efektivní. Na základě toho bylo rozhodnuto, že bude vybudována zcela nová spodní stavba. Kolize původní a nové spodní stavby byly eliminovány zásadní změnou podélného uspořádání mostu. Nové opěry mostu jsou situovány v původních mostních otvorech mezi původními pilíři. Dva hlavní mostní otvory byly sloučeny do jediného pole, kterým prochází řeka Úslava a její inundace. Čtyři vedlejší mostní otvory původního mostu v předpolích mohly být naopak zrušeny a zasypány. Původní most o šesti polích se tak mění na most o jediném mostním otvoru, který lépe navazuje na dispozici sousedního silničního mostu. Uspořádání bylo ověřeno hydrotechnickým výpočtem, který potvrdil zlepšení průtokových poměrů oproti původnímu stavu.

Tím zcela odpadla sanace spodní stavby a kleneb, která by vyžadovala velké objemy injektáží zdiva, zřízení rubových izolací i podchycení mělce založené spodní stavby. Vedlejší mostní otvory byly zasypány novým železničním náspem, ohraničeným svahovými křídly ze zeminy vyztužené geomřížemi a obložené drobnými betonovými prefabrikáty. Tvar takto provedených křídel mohl být plynule přizpůsoben dispozičním návaznostem i hydrotechnickým požadavkům. Z podloží násypu přitom nebylo možné zcela odtěžit neúnosné vrstvy (zejména navážky a měkké hlíny) s ohledem na vysokou hladinu podzemní vody a možné ohrožení sousedních objektů. Proto musel být násyp podchycen vibroflotovanými šterkovými pilíři, opřenými o únosné vrstvy ulehých šterků.



Obr. 6 Železniční most přes Úslavu: původní a nová dispozice

Při daném uspořádání mostu mohly být jeho nové opěry včetně úložných prahů a rubového zásypu vybudovány ještě před demolicí původního mostu, nezávisle na výlukách železničního provozu a bez pažení mezi kolejemi. Hlubinné založení nových opěr však muselo být v takovém případě provedeno při pracovní výšce omezené na 10,5 m provozovaným železničním mostem. Problém byl vyřešen nasazením individuálně upravené vrtné soupravy se zkrácenou lafetou. Požadovaná svislá únosnost pilot byla dosažena tryskovou injektáží pod jejich patou, zatímco vodorovné reakce byly přeneseny mikropilotami zavrtanými do skalního podloží.

Původní ocelové nosné konstrukce byly nahrazeny novými spřaženými ocelobetonovými příhradovými konstrukcemi o rozpětí 63,00 m s obloukovým dolním pásem. Proměnná výška nosníku vychází z požadavků na tuhost konstrukce v poli i její stabilitu v uložení. Zároveň umožnila využít původní pilíř jako provizorní podporu při montáži a betonáži. V definitivním stavu však již není tento pilíř využit pro podepření nosné konstrukce a po přestavbě části mostu v koleji č. 2 bude zcela demolován.



Obr. 7 Železniční most přes Úslavu:
hlubinné zakládání pod stávajícími klenbami, násyp z vyztužené zeminy v prostoru kleneb

6. Závěr

Mostní objekty ve stavebním úseku Rokycany – Ejpovice jsou již plně dokončeny a provozovány. Ve stavebním úseku Plzeň Doubravka byl provoz na nových mostních objektech v koleji č. 1 zahájen po hlavních prohlídkách a zatěžovacích zkouškách v listopadu 2015, zatímco kolej č. 2 bude dokončena v červenci 2016. Na realizaci díla se podílejí tito hlavní účastníci výstavby:

Objednatel: Správa železniční dopravní cesty s.o.,
Stavební správa západ

Budoucí správce: Správa železniční dopravní cesty s.o.,
Oblastní ředitelství Plzeň

Projektant: SUDOP PRAHA a.s.

Zhotovitel stavby: Sdružení Metrostav a.s. + Subterra a.s.

Zhotovitel mostních objektů: Metrostav a.s., divize 5

Použité podklady:

Modernizace trati Rokycany – Plzeň, projekt stavby, SUDOP PRAHA a.s., 10/2007



Obr. 8 Železniční most přes Úslavu: osazení montážních dílců nosné konstrukce;
nosná konstrukce v koleji č. 1 při zatěžovací zkoušce

Metodika posouzení kombinované odezvy konstrukce a koleje

|22

Ing. Martin Vlasák, SUDOP PRAHA a.s.

doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D., Fakulta stavební ČVUT v Praze

1. Úvod

V rámci výzkumného úkolu Technologické agentury ČR číslo TA03031099 „Optimalizace návrhu staveb dopravní infrastruktury s ohledem na zvýšení jejich trvanlivosti a bezpečnosti provozu“ byla vytvořena certifikovaná „Metodika posouzení kombinované odezvy konstrukce a koleje“. Tato metodika poslouží jako základ tvorby MVL 150. Příspěvek dává základní úvod do tohoto dokumentu, který je volně k dispozici ke stažení na stránkách FSV ČVUT.

2. Cíl metodiky

2.1 Úvod do řešené problematiky kombinované odezvy

Problematika koleje na mostech je aktuální zejména v souvislosti s interoperabilitou evropské železniční infrastruktury. Aktuální vyhláška pro interoperabilitu subsystému infrastruktura Nařízení Komise (EU) č. 1299/2014 (TSI 1299/2014/EU) je platná od 1. 1. 2015. Tato vyhláška striktně požaduje dodržení předemtných článků norem s ohledem na zajištění interoperability železniční sítě, což je dáno směrnicí Evropského parlamentu a Rady 2008/57/ES. Nově se požadavky vztahují na celou síť státních drah a nejenom na tratě v soustavě TEN-T.

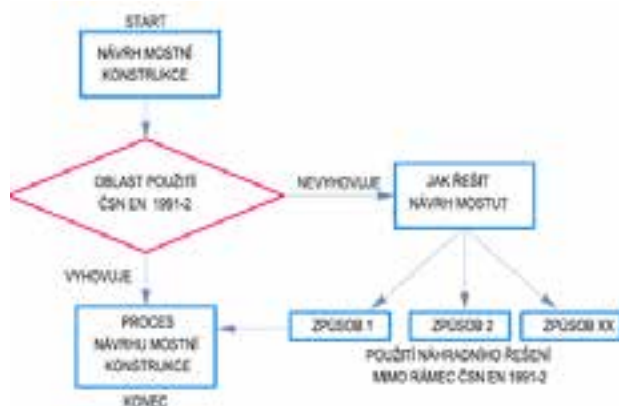
Oblast interakce koleje a mostní konstrukce zahrnuje poměrně širokou problematiku definování základních vstupních parametrů, které jsou v současné době předmětem zkoumání v rámci výzkumných úkolů zaměřených na tuto problematiku. Zejména se jedná o měření na stávajících mostních objektech, numerické modely apod.

Dosud používaný předpis SŽDC S3 - Železniční svršek pro posouzení kombinované odezvy neodpovídá metodice posouzení dle ČSN EN 1991-2. I přes tuto skutečnost je třeba uvést, že zásady posouzení kombinované odezvy dle tohoto předpisu jsou prověřeny mnohaletými zkušenostmi na realizovaných mostech a experimentálním měřením, což je vhodné využít při tvorbě navazujících návrhových postupů.

Dle požadavků normy ČSN EN 1991-2 je nutné při návrhu mostní konstrukce posoudit tzv. kombinovanou odezvu mostní konstrukce a koleje na proměnná zatížení, tzn. vyšetřit vzájemný přenos silových účinků z koleje do mostní konstrukce a naopak. V požadavcích ČSN EN 1991-2 se jedná o stanovení mezních přírůstků napětí od proměnných zatížení a mezních přetvoření mostní konstrukce.

Pro návrh mostní konstrukce je použití článků ČSN EN 1991-2 ke kombinované odezvě konstrukce a koleje podmíněno řadou vstupních předpokladů, což velmi omezuje jejich širší využití. V normě však chybí stanovení dalšího jednotného postupu pro přípa-

dy, kdy nejsou předpoklady splněny. Při použití v inženýrské praxi, tak často dochází k použití náhradních způsobů řešení, které nejsou koncepčně jednotné a více či méně mimo rámec platnosti ČSN EN 1991-2 viz schéma postupu návrhu mostu uvedené na Obr.1. Jedná se o náhradní řešení inženýrského problému, který je způsoben absencí normativních postupů.



Obr. 1 Schéma základního postupu návrhu mostní konstrukce v inženýrské praxi dle popisované metodiky

2.2 Cíle projektu

Jak již bylo uvedeno v předchozí části, hlavním důvodem vzniku metodiky je absence normativních postupů k dané problematice, které by řešily širší spektrum možných případů. Současné požadavky normy ČSN EN 1991-2 vyplývající z posouzení vzájemného působení mostu a koleje vedou ke konstrukčním problémům při návrhu spodní stavby včetně jejího založení. Navrhovaná technická řešení mostních konstrukcí (zejména mostní konstrukce s velkými dilatačními délkami) jsou často na hranici technických možností použitých materiálů, konstrukčního řešení a geotechnických poměrů. Pro možnost efektivně řešit tyto složitější případy mostních konstrukcí je potřebné zpracovat i odpovídající metodické postupy, které umožní optimalizaci jejich návrhu. Sjednocení návrhových postupů v dané problematice přispěje k zvýšení bezpečnosti železniční dopravní cesty, k zvýšení efektivity technického řešení mostní konstrukce, k snížení investičních nákladů na mostní konstrukce a v neposlední řadě i k snížení negativních dopadů železniční dopravy na životní prostředí.

Tvorba metodiky řešení kombinované odezvy konstrukce a koleje navazuje na připravovanou změnu Z4 k ČSN EN 1991-2 (předpoklad platnosti od 1.1.2016). Návrh změny národní přílohy NA k této normě (Změna Z4 je řešena v rámci TNK 38), byl zpracován roce 2014 v rámci úkolu technického rozvoje [ÚTR] pro SŽDC s.o. (ISPROFOND 5006210082). V rámci ÚTR byla řešena oblast kapitol normy ČSN EN 1991-2 týkajících se zatížení mostů dopravou. Zpracovatelem ÚTR byla společnost SUDOP PRAHA a.s., která je řešitel i tohoto projektu Technologické agentury ČR TA03031099 (TAČR). V rámci tohoto projektu TAČR tedy dochází k metodickému zpracování jednotlivých článků připravované změny Z4 k ČSN EN 1991-2 v oblasti kombinované odezvy.

Cílem projektu je vytvoření jednotné obecné metodiky dle principů uvedených v ČSN EN 1991-2 s uvážení podmínek provozu železnice na území ČR a tím zajištění jednotného a efektivního postupu při posuzování kombinované odezvy konstrukce a koleje v inženýrské praxi. Na základě této metodiky bude možné zahájit přípravu konkrétních postupů v rámci definovaných algoritmů posouzení kombinované odezvy konstrukce a koleje s následným využitím pro při přípravě technického dokumentu. Ve struktuře technických dokumentů vlastníka státních drah SŽDC s.o. se jedná o tzv. mostní vzorový list (MVL).

3. Metodický postup při návrhu dispozice mostní konstrukce

Popis postupu návrhu železniční mostní konstrukce (viz Obr. 2):

1. Celý proces návrhu železniční mostní konstrukce začíná návrhem dispozice na základě daných okrajových podmínek (přemostovaná překážka, požadavky na vedení koleje, možnosti návrhu spodní stavby).
2. Výsledkem návrhu dispozice je statické schéma mostní konstrukce, konstrukční uspořádání mostu a odhad ekvivalentní tuhosti spodní stavby v podélném směru K_x .
3. Po návrhu dispozice je dalším krokem posouzení „Kombinované odezvy mostní konstrukce a koleje“ (viz kap. 2.2 nebo kap. 2.3 metodiky).
4. V případě nevyhovujícího posouzení kombinované odezvy je nutné upravit návrh dispozice mostního objektu tzn. krok zpět na bod 1. Úpravy obvykle spočívají ve změně statického schématu, zvýšení tuhosti spodní stavby K_x nebo případně i ve změně vstupních okrajových podmínek např. požadavků na železniční svršek (např. možnost vložení KDZ), použití moderních prvků konstrukce železničního svršku apod. Rozsah úprav je nutné vyhodnotit na základě výsledků posouzení kombinované odezvy.

Pozn.: Tento postup se opakuje, než je dosaženo vyhovujícího posouzení kombinované odezvy,“.

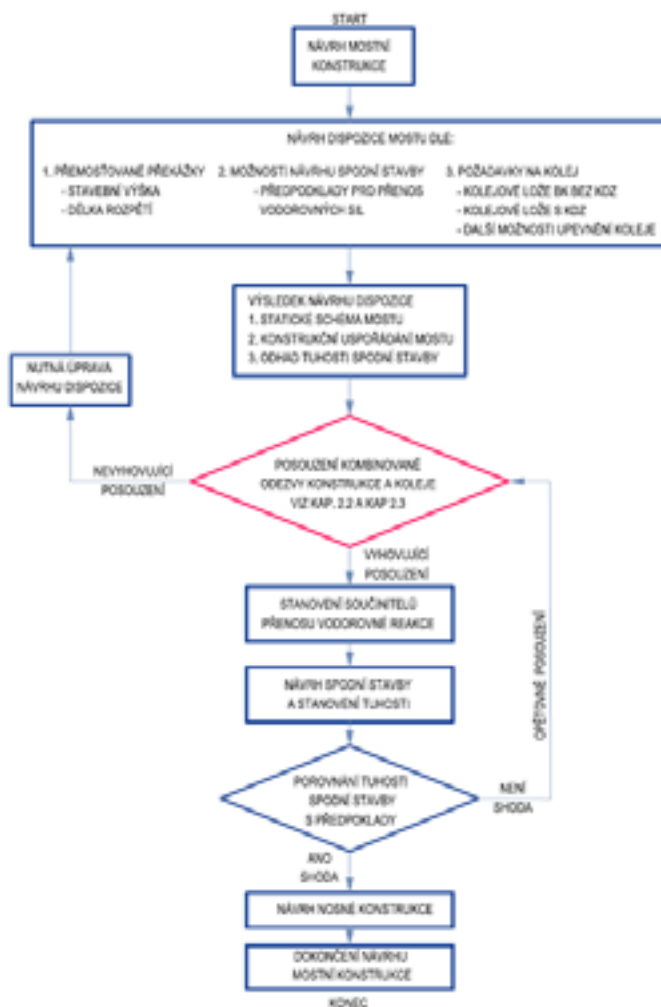
5. V případě vyhovujícího posouzení kombinované odezvy následuje ověření vstupních parametrů, které sloužily pro její provedení. Pro návrh spodní stavby mostu je nutné vyhodnotit součinitele přenosu vodorovné reakce ξ pro jednotlivé účinky proměnných zatížení (brzdění/rozjezdové síly, teplotní změny mostu a deformace mostní konstrukce od provozních zatížení).
6. Ze zjištěných vodorovných reakcí lze navrhnout spodní stavbu a stanovit její ekvivalentní tuhost K_x (podélná tuhost spodní stavby v úrovni podepření nosné konstrukce (ložisek), která zahrnuje jak vliv deformace vlastního dířku, tak deformaci základu a založení).
7. Stanovené parametry tuhosti je nutné porovnat s předpoklady, protože na jejich hodnotách je závislá velikost vodorovných reakcí použitých pro návrh spodní stavby. V případě menší tuhosti dochází k většímu přenosu vodorovných účinků kolejí a tedy ke snížení vodorovné reakce na spodní stavbu a v opačném případě, kdy je tuhost vyšší dochází ke zmenšení přenosu vodorovných účinků kolejí a tedy ke zvýšení vodorovné reakce na spodní stavbu.

8. V případě nevyhovující shody parametrů tuhosti spodní stavby je nutné provést opětovné posouzení kombinované odezvy, tzn. krok zpět na bod 3

Pozn.: tento postup se opakuje, než je dosaženo shody tuhostí spodní stavby s předpoklady posouzení kombinované odezvy.

9. V případě vyhovující shody parametrů tuhosti spodní stavby je možné dokončit návrh mostní konstrukce.

Celý postup návrhu dispozice mostního objektu je tedy iterační a v jeho průběhu může docházet i k výrazným změnám v uspořádání mostního objektu. S tímto faktem musí projektant počítat při odhadu náročnosti výpočtu i jeho možných dopadů. Posouzení kombinované odezvy není možné provádět až na závěr projekčních prací, ale vzhledem k jeho koncepčnímu dopadu hned na jeho začátku.



Obr. 2 Vývojový diagram postupu návrhu železniční mostní konstrukce dle popisované metodiky

4. Závěr

Předložený příspěvek upozorňuje odbornou veřejnost na v rámci projektu TA03031099 vytvořenou „Metodiku řešení kombinované odezvy konstrukce a koleje“.

Předložená metodika zpracovává jeden z možných postupů při posuzování kombinované odezvy konstrukce a koleje v případech, kdy nejsou splněna kritéria použití ČSN EN 1991-2 nebo je požadováno přesnější řešení dané problematiky viz schéma postupu na Obr. 3.

Metodika rozpracovává předmětné články změny Z4 Národní přílohy k ČSN EN 1991-2. Dále jsou v rámci metodiky přijaty určité zjednodušující předpoklady a definovány základní okrajové podmínky pro její aplikaci. Metodika tak nově poskytuje možnost v projekční praxi jednotně řešit oblast fyzikálně známých jevů, pro které norma neposkytuje způsoby řešení.

doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., Ing. Kamila Cábová, Ph.D., Ing. Ludvík Kolpaský,
Bc. Jan Vůjtech, Bc. Ondřej Hráský, Ing. Vít Lojda, ČVUT v Praze, Fakulta stavební

1. Úvod

Předmětem příspěvku je popis průběžných výsledků projektu, zaměřeného na aplikaci FRP materiálů pro vybavení železničních mostů a tunelů. Cílem je ověřit možnosti využití FRP polymerů jako náhrady oceli a barevných kovů v mostním stavebnictví. Plasty vyztužené vlákny (FRP) jsou tvořeny matricí (nejčastěji polyesterem, epoxidem popř. vinylesterem a fenolickými pryskyřicemi) a skelnými výztužnými vlákny. Každá z těchto složek plní svou funkci, která je dána jejími materiálovými vlastnostmi. Vlákna zajišťují výslednému materiálu pevnost a tuhost, zatímco matrice definuje tvarovou určitost a chrání vlákna před vnějšími degradačními vlivy. Hlavními výhodami FRP je nízká hmotnost, odolnost vůči chemickým látkám a degradaci (vysoká pevnost). Na rozdíl od oceli nekorodují, nejsou cílem krádeží a následného výkupu oceli. Jejich využití je i přes mírně vyšší pořizovací náklady ekonomicky výhodné a lze očekávat nemalé úspory při následné údržbě mostů. Použití FRP však vyžaduje znalost dané problematiky. Jedná se zejména o uvážení relativně nízkého modulu pružnosti, dále o specifické detaily vzájemných spojů a řešení protiskluzných parametrů pochozích prvků. Pokud mají být tyto prvky hromadně využívány pro vybavení železničních mostů, je nezbytné provést podrobnou analýzu možného využití včetně vyvinutí příslušných detailů, vzorové prvky experimentálně ověřit z hlediska bezpečnosti, funkčnosti, životnosti. Projekt obsahuje navržení technických řešení zvolených prvků vybavení železničních mostů, výrobu ověřovacích prototypů, které byly podrobeny zatěžovací zkoušce a v roce 2016 tvorbu MVL v uvedené oblasti.

2. Aplikace FRP na experimentálním mostě Hostivice

Uvedený objekt se nachází na trati Praha Smíchov – Středokluky v km 23,056 a překračuje trať Praha Kladno. V současné době je neprovozovaný a vybavení se nachází v dezolátním stavu. Z těchto důvodů byl vybrán jako ideální objekt pro zkušební aplikaci různých typů a konstrukčních uspořádání FRP podlah a zábradlí. Jedná se o přímý jednopolevý jednokolejný most. Konstrukce mostu je šikmá, plnostěnná nýtovaná ocelová konstrukce bez mostovky s rozpětím 9,9 m.

Na mostě v Hostivici byly navrženy, staticky ověřeny a aplikovány tři základní skupiny prvků. Jedná se o podlahy na mostnicích a na konzolách, různé uspořádání a výrobce, zábradlí na mostě upevněné na styčnickové plechy a zábradlí na opěrách upevněné na ŽB křídla. Tyto prvky pokrývají valnou část typického vybavení železničních mostů.

2.1 Zábradlí na mostě

Na mostě bylo provedeno a navrženo nové zábradlí z FRP prvků, lepené ke stávajícím styčnickovým plechům. Sloupky jsou tvořeny dvojicí U profilů, které jsou z obou stran připojeny ke stávajícímu styčnickovému plechu. V otvorech po původních nýtech pak



Obr. 1 Zábradlí na mostě, detail spojení ocel – FRP pomocí lepeného a předepnutého styku a celkový pohled

bylo provedeno šroubové připojení předepnutým spojem, a současně byla styčná spára spojena lepidlem SIKADUR 30. Důvodem bylo zajištění vysoké počáteční tuhosti spoje, a tedy i dostatečného komfortu při použití zábradlí, což vychází z negativních zkušeností s některými současně používanými „viklajícími“ se patkami.

Vodorovná výplň s ohledem na tuhost byla tvořena buď trubkou, nebo úhelníkem, madlo pak otevřeným profilem U a čtvercovou trubkou 100x100x5 mm. Návrh madla zde byl problematický, na rozpětí cca 2500 mm již návrh z hlediska MSP a přijatelné tuhosti vede k relativně robustním profilům. Viz Obr. 1.

2.2 Zábradlí na opěrách

Obdobně na opěrách bylo navrženo zábradlí různých uspořádání, jako trojmadlové a nebo s výplní tvořenou pororošty jako ochrana proti odlétávajícímu šterku. Individuálně byly navrženy veškeré detaily, jako kotevní patky pro uzavřené a otevřené profily, spoje sloupků a madel nebo prutů výplně, viz Obr. 2. Zvláštní důraz byl kladen na tuhost v ukotvení patky, obdobně jako u zábradlí na mostě. Spojovací materiály byly provedeny z korozivzdorné oceli. Podle profilů použitých jednotlivými výrobci byly detaily přizpůsobeny na míru, což vedlo ke značné rozmanitosti. Na rozdíl od ocelových prutů, neexistuje v materiálu FRP žádná jednotná výrobová řada konstrukčních profilů, každý výrobce má svoji řadu zcela individuální.

Pro doplnění byla použita i standardní typová patka s uzavřeným profilem nasazovaná na trn, jako reprezentant běžných systémů.

2.3 Podlahy na mostě

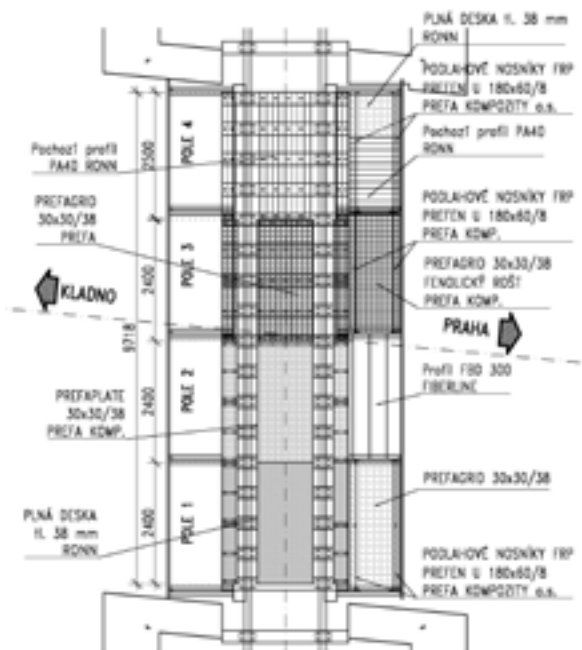
Podlahy na mostě se dají rozdělit podle způsobu užití na podlahy na mostnicích, kde základním požadavkem je tuhost při uložení na rozpětí cca 0,6m, současně s možnými vřely z důvodu posunu mostnic a spolupůsobení s NK, pohodlný pohyb osob. Podlahy byly navrženy mezi kolejnicemi a na hlavě mostnic, bez výřezů pro podkladnice, v souladu s revidovanou TNŽ 73 63345. Pro tuto aplikaci byl volen standardní pororošt výšky 38 mm z polyesterového a fenolického materiálu (třída reakce na oheň B), dále jednostranně a oboustranně laminované pororošty a dále pultruzí vyráběné široké pro-



Obr. 2 Zábradlí na opěře – s výplní proti odlétajícímu šterku, detail kotevní patky

filý PA40 (všechny třídy reakce na oheň F). Podlahy byly kladeny na podkladky z FRP pásků a profilů z recyklovaného plastu 50x35 mm (Transform Bohdaneč), vyjma PA41, který byl kladen přímo. Upevnění bylo provedeno jak pomocí vrtulí S1, tak vrtů do dřeva se širokými podložkami.

Pro panely na konzolách jsou požadavky odlišné. Rozpětí prvků je cca 2500 mm, což nelze zajistit pouze FRP rošty. Proto jsou tyto podpírány podlahovými nosníky, které byly provedeny z U profilů z FRP, vyrobených pultruzí. Připojení ke konzolám bylo pomocí šroubového přípoje. Na podlahové nosníky byly uložena jak pororošty, tak jednostranně potahované pororošty výšky 38 mm a podlahové profily PA40. V jednom poli se využil FRP mostovkový panel FBD300, který je uvedené rozpětí schopen překlenout samostatně. Rozložení panelů je patrné z Obr. 3.



Obr. 3 Rozdělení podlah na mostě
v Hostivici

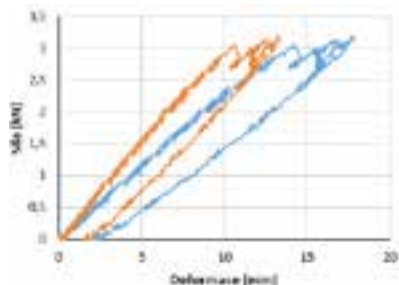
3. Výsledky zatěžovacích zkoušek

Zatěžovací zkoušky zábradlí byly provedeny vodorovným zatížením, působícím ve vrcholu sloupků a ve středu rozpětí madel a to o odpovídající velikosti normového zatížení 1 kN/m. Celkem bylo zkoušeno 14 míst po délce zábradlí. Zatížení bylo vyvozeno lanovým napínákem, uchyceným k ocelovému zkušebnímu přípravku spojenému s kolejnicemi na mostě. Měřena byla působící síla a současně vodorovná deformace zábradlí v úrovni madla, viz Obr. 4.

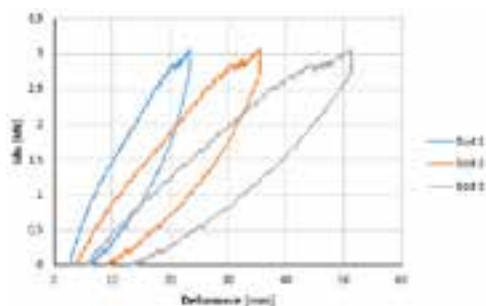
S výjimkou sloupku nasazeného na trn lze výsledky hodnotit jako uspokojivé. Ze záznamů lze pozorovat, že chování prvků do porušení bylo víceméně lineární, trvalé deformace se začínají objevovat při vyšším zatížení a jsou dány zejména dotlačováním spojů, otlacením FRP materiálu od šroubů a posuny v rámci spojení profilů. Dosažené deformace byly při MSP v očekávaných mezích, oproti ocelovému zábradlí však byly dle předpokladů vyšší – viz např. Obr. 6. Tyto deformace však byly mimo dotlačení spojů vratné a nemají vliv na celkovou únosnost prvků.



Obr. 4 Pohled na zatěžovací zkoušku zábradlí, zatěžovací přípravek, snímače vodorovné deformace.



Obr. 5 Deformace a síla při zatížení zábradlí na mostě – madlo a panel, průhyb při zkoušce a porušení v lepeném styku



Obr. 6 Deformace a síla při zatížení zábradlí na opěře – madlo a sloupek, průhyb při zkoušce a porušení při dosažení únosnosti v patce

Podle statistik byly doposud zaznamenány pouze požáry malého měřítka (hoření travního porostu na mostě způsobené odhozením nedopalku nebo jiskrou). Velký požár na mostě byl zaznamenán v roce 1990 ve Spálově jako důsledek havárie dvou protijedoucích vlaků. K hoření došlo z důvodu proražení palivové nádrže jednoho z vozů. Opakování tohoto scénáře se však jeví jako málo pravděpodobné. Jako možný zdroj požáru na mostech lze považovat elektroinstalační vedení umístěné pod mostní konstrukcí (většinou v oblasti konzol či zábradlí). K iniciaci ve většině případů dojde kvůli zkratu na vedení. Vzhledem k velkému množství polymerů, které jsou běžně používány jako izolační plášť kabelů, se jedná o rychlé hoření s prudkým nárůstem tepelného toku. Umístění kabelů na spodní úrovni mostní konstrukce nebo z boku zábradlí činí tento scénář nejzávažnějším z pohledu tepelného ovlivnění FRP prvků uložených na mostnicích a konzolách či právě zábradlí.

Během požární zkoušky byly simulovány následující požární scénáře:

- Hoření travního porostu a odpadků nashromážděných mezi mostnicemi (simulováno 0,5 kg papíru)
- Hoření elektroinstalačního vedení umístěného pod lávkami na konzolách (simulováno svazkem 2 kabelů typu TCEKPFLEZE 7P1,0 D o délce 1,25 m)

Požární zkouška proběhla dne 12.10.2015, kdy byla na trati Praha – Kladno od 8:30 do 15:30 zavedena plánovaná výluka z důvodu údržby trati. V rámci experimentu bylo ověřeno chování osazených prvků (roštů na mostnicích, na konzolách a zábradlí) při požáru. V každém poli, které bylo osazeno různými druhy FRP prvků, byly iniciovány oba požární scénáře současně. Během zkoušek ve všech polích byla měřena teplota plynu v těsné blízkosti FRP prvků. Termočlánky byly osazeny vždy uprostřed rozpětí pochozích prvků a na okraji (u kolejnice), uprostřed rozpětí konzoly, na nosných prvcích konzol a ve třech výškových úrovních vodorovných prvků zábradlí. Teplota plynu a FRP prvků byla rovněž měřena termokamerou.

Kromě teploty plynu byl během požární zkoušky zaznamenán průhyb pochozích prvků uprostřed rozpětí na konzolách. Na prvky bylo aplikováno mechanické zatížení o velikosti 1 kN. Na Obr. 8 pořízeného během jedné ze zkoušek je vidět poloha mechanického zatížení, termokamery a anemometru, který měřil směr a rychlost větru po celou dobu požárních zkoušek.



Obr. 7 Poloha mechanického zatížení, termokamery a anemometru během požárních zkoušek

Ve všech polích se hoření mezi mostnicemi oproti hoření kabelů vyznačovalo rychlým průběhem. Dosažené teploty plynu v těsné blízkosti FRP prvků na mostnicích byly výrazně vyšší než u prvků na konzolách a zábradlí. To bylo způsobeno pomalým hořením kabelů, vzdáleností měřených bodů od zdroje hoření a velkému přístupu vzduchu v otevřeném prostoru pod konzolami a v oblasti zábradlí, který plyn ochlazoval.

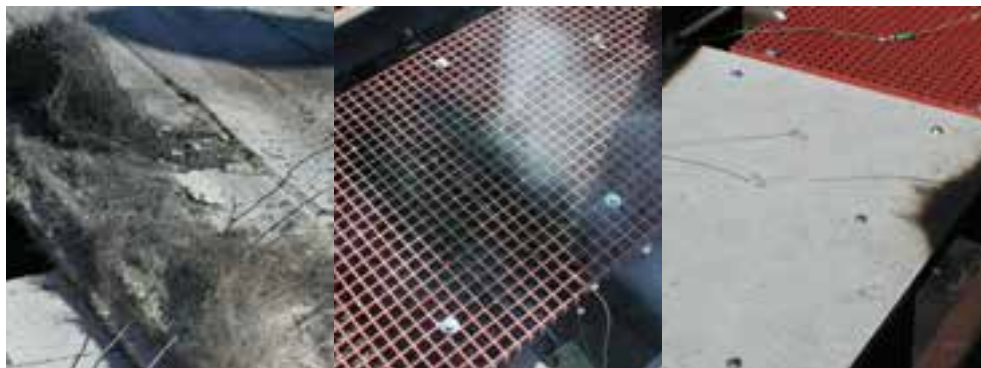
Z obrázku 8 je patrné, že destrukce nastala pouze u panelu PA40, kdy zejména nevhodná orientace žebér způsobila rychlé rozvinutí požáru a celkový rozpad prvku. Všechny ostatní případy uhasly samy, popř. se nepodařilo požár iniciovat.

Součástí požární zkoušky byla i zkouška šíření ohně na mostnici z recyklovaného plastu. Na mostě byly osazeny celkem čtyři mostnice vyrobené z recyklovaného plastu. Mostnice byly uloženy plošně s upevněním mostnicovým šroubem. Při požární zkoušce bylo sledováno, zda se požár rozšíří na následující mostnice po délce trati. Zkouška mostnic probíhala 62 minut a poté byla ukončena uhašením požáru. V průběhu požární zkoušky došlo k poškození mostnice, u které byla uložena požární nálož. K rozšíření požáru na sousední mostnice však nedošlo a proto lze vyslovit závěr, že použité mostnice z recyklovaného plastu z hlediska šíření požáru vyhověly.

5. Činnosti v roce 2016

V roce 2016 bude dokončena numerická analýza chování podlah na železničních mostech, s ohledem na FRP podlahy a jejich spolupůsobení s nosnou konstrukcí. Tato analýza probíhá na základě modelu mostu v Hostivici, viz Obr. 1.

Dále se plánuje aplikace FRP prvků podlah a zábradlí na mostě v Čimelicích, kde budou tyto dále sledovány a vyhodnocovány. Jak z hlediska hluku, tak z hlediska upevnění a vibrací při působení kolejové dopravy. Na základě výsledků pak bude zpracován MVL „Aplikace FRP polymerů pro železniční mosty“.



Obr. 8 Destrukce panelu PA40, bezvadný stav pororoštu a dobrý potahovaný pororošt po požáru

6. Závěr

Závěry z provedených aktivit lze shrnout do několika bodů:

Zábradlí:

- Veškeré typy zábradlí se osvědčily a fungovaly velmi dobře, celkově nebo s případně menšími konstrukčními úpravami. V některých případech je možno dále volit subtilnější a levnější ocelové prvky pro styčníky, případně mírně modifikovat řešení detailů.
- Jediným typem, který se zcela neosvědčil, bylo zábradlí typu uzavřených sloupků pouze nasazených na ocelový trn. Tento typ jednoznačně nelze doporučit k použití, zejména s ohledem na nízkou a nevyhovující únosnost. Tento závěr je alarmující, zejména s ohledem na běžnou aplikaci tohoto systému na pozemních komunikacích jako dopravně bezpečnostní zábradlí nebo zábradlí na římsách přesýpaných mostů.
- Madla zábradlí pro větší rozteče sloupků (nad 1,5m) je nezbytné volit z uzavřených profilů (např. 100x100x5, nebo subtilnějším 100x50x5), případná madla z otevřených profilů musí být s ohledem na torzní tuhost vždy dodatečně vyztužena zesilujícím profilem.
- Kombinace šroubového a lepeného spoje na styčnickových plechách na mostě se ukázala jako vhodná a současně jednoduchá pro aplikaci. Vedla ke zvýšení počáteční tuhosti zábradlí.

Podlaha na mostnicích:

- Pro podlahy na mostnicích se osvědčil systém pororoštů, ale i pororošt s jednou nebo dvěma potahovými vrstvami. Z hlediska provětrávání se jeví jako lepší klasický pororošt, pro staniční obvody s vyšší frekvencí pohybu osob pak potahované pororošty.
- Neosvědčily se žebrované profily PA40, jak funkčně, tak z hlediska požáru.
- Zdrsňující posyp musí být dostatečně hrubý. Posyp používaný na běžné poklopy nesplňuje požadavky na protiskluznost. Jako rozumná se jeví jednotná ostrohraná frakce cca 2-3 mm.

Požární zkoušky:

- Požární zkoušky od kabelů na konzolách ukázaly minimální vliv tohoto požáru na únosnost a funkčnost FRP podlah.
- Požární zkoušky na podlaze na mostnicích také ukázaly, že (vyjma profilu PA40) systém pororoštů s i bez potahu odolává velmi dobře danému zatížení, a i po intenzivním požáru stále si zachovává dostatečnou únosnost pro přenesení užitého zatížení.
- Tyto pozitivní vlastnosti byly splněny i v případě běžných profilů třídy reakce na oheň C až F, tedy není nutné aplikovat speciální fenolické pororošty (které jsou i finančně nákladné). Hořlavost materiálu FRP za běžných podmínek zcela vyhovuje použití pro železniční mosty.

Z finančního hlediska lze stanovit následující přibližné finanční parametry:

Typ prvku	Orientační cena - materiál
Fenolický pororošt v.38	4000,- Kč/m ²
Standardní pororošt v.38	1500-2000,- Kč/m ²
Potahovaný pororošt oboustranně	5000,- Kč/m ²
Potahovaný pororošt jednostranně	4500,- Kč/m ²
Zábradlí na mostě	4000 Kč/m
Zábradlí na opěrách	3500-4000 Kč/m

Závěrem lze konstatovat, že při dodržení správných zásad montáže a výroby FRP prvků, vhodném návrhu a rovněž použití se ukázaly FRP podlahy a zábradlí jako možné, vhodné a technicky i finančně konkurenceschopné běžným ocelovým prvkům. Z dlouhodobého hlediska pak jsou FRP prvky s minimální údržbou ekonomicky efektivní. Z hlediska únosnosti pak při vhodných detailech splní požadavky, kladené na zábradlí a podlahy železničních mostů.

Poděkování

Příspěvek byl zpracován za podpory projektu ŠZDC „„Aplikace polymerních FRP materiálů na železničních mostech a tunelech“ a částečně projektem COST CZ (LD) poskytnutým MŠMT (číslo LD15131). Autoři velmi oceňují vstřícnost a pomoc ŠZDC s.o. při přípravě zkoušek a současně i pomoc a podporu od výrobců FRP prvků: PREFA KOMPOZITY a.s. a RONN WATER MANAGEMENT s.r.o.

Metody výstavby betonových oblouků železničních mostů na vysokorychlostních tratích v Německu

|24

Ing. Karel Dahinter, CSc., Česká silniční společnost,
Dr. Sc. techn. Roland von Wölfel, Leonhardt, Andrä und Partner, Germany

Železobetonové oblouky se uplatňují stále ve větší míře u železničních mostů na nových vysokorychlostních tratích v Německu. Jedná se především o mosty integrální a semi-integrální, kde ve vrcholu vytvářejí pevné uložení nosné konstrukce mostovky a svou podstatou mohou vhodně přenášet vodorovná zatížení do základové půdy. Jsou uvedeny základní metody výstavby oblouků pro mosty v celém praktickém spektru rozpětí, od 80 do 270 m.

1. Úvod

Vzhledem k tomu, že horizontální síly u železničních mostů, zejména od brzdění a zrychlování, mohou dosahovat hodnot až 15 krát vyšších než u mostů silničních, oblouky jsou výhodnou konstrukcí pro přenesení těchto sil do základové půdy. Proto jsou v současné době v Německu navrhovány a realizovány železobetonové obloukové mosty, zejména na vysokorychlostních železničních tratích.

Pro výstavbu betonových oblouků mostů s horní mostovkou se pro menší rozpětí běžně používají klasické pevné systémové skruže. Pro větší rozpětí se používají systémy věží a nosníků a pro největší oblouky pak letmá betonáž s vyvěšováním nebo s provizorními podpěrami. Pro tyto největší oblouky byla v Německu vyvinuta zcela nová metoda přesuvné skruže. Metoda vychází z technologie výsuvné skruže trámových nosných konstrukcí z předpjatého betonu, ale výrazně pozměněné. Nosné konstrukce mostovky jsou v převážné většině spojitě nosníky prováděné buď postupným výsuvem nebo na výsuvné skruži. Byly však provedeny i z prostých nosníků, pospojovaných navzájem pro přenos horizontálních sil. Pro přemostění případného většího rozpětí hlavního otvoru je možno použít lomený oblouk na dvojnásobné rozpětí nosníků. Jeho výstavba probíhá spolu s výstavbou spodní stavby, a to letmou betonáží z obou stran, vždy s jednou provizorní podpěrou. Všechny oblouky byly betonovány po etapách. Pro oblouky byly použity plné, stejně tak i komorové průřezy. Při komorových průřezích byla betonována nejdříve spodní deska, potom stěny a nakonec deska mostovky. Alternativně byla nejdříve betonována část průřezu tvaru U a potom deska mostovky.

2. Klasické podskružení

Oblouky dále uvedených mostů byly postaveny na klasických skružích. Byly použity různé varianty, buď s „lesem sloupků“ pro nižší oblouky a při volném prostoru pod obloukem, nebo s podpěrami a nosníky. Postup výstavby skruže a betonáže je ukázán na příkladu mostu Dunkeltal.

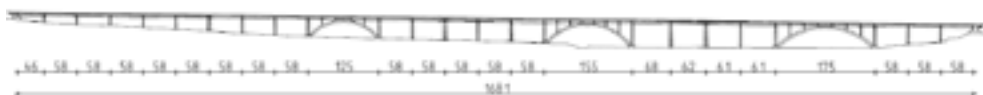
2.1. Most Ilmtal.

Přemostění údolí Ilm je východně od města Langewiesen v Duryňsku, ve výšce do 50 m.

Širokým mělkým údolím v jižní části prochází silnice B 88, pod středním obloukem mostu protéká řeka Ilm a největší oblouk zasahuje do jezera Langenwiesen od něhož stoupá terén k severu. Nosnou konstrukci tvoří komorový nosník z předpjatého betonu délky 1681 m, se čtyřmi dilatačními částmi. Tři mají pevné uložení ve vrcholu jednotlivých oblouků o rozpětích 175, 155 a 125 m, první na jižní opěře.



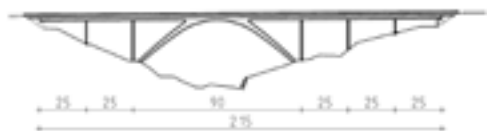
Obr. 1a: Most Ilmtal (Foto: Nürnberg Luftbild, Hajo Dietz)



Obr. 1b: Most Ilmtal, podélný řez

2.2. Most Grubental

Most přes údolí Gruben, poblíž obce Goldisthal, ve výšce 40 m a celkové délce 215 m. Oblouk o rozpětí 90 m a pilíře s plným průřezem, nad obloukem dvojtrám s deskou z předpjatého betonu.



Obr. 2a,b: Most Grubental (Foto: DB AG)



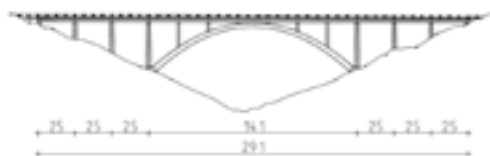
Obr. 1c: Les sloupků na mostě Ilmtal



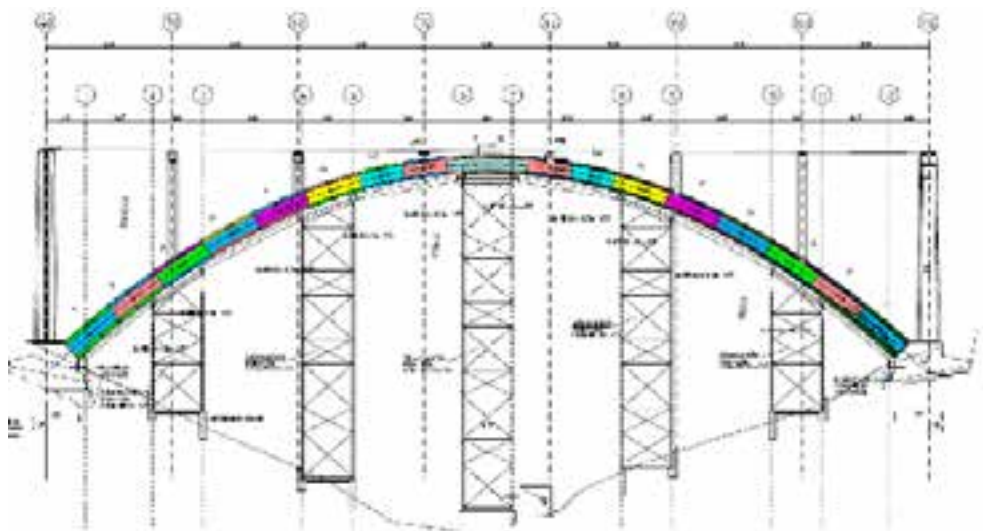
Obr. 2c: Podpěry a nosníky na mostě Grubental

2.3. Most Dunkeltal

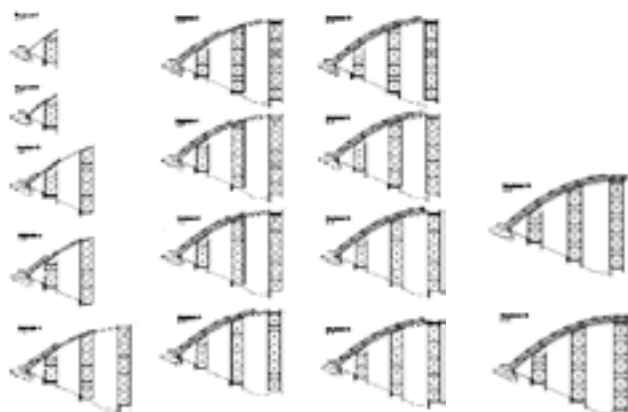
Most přes údolí Dunkel poblíž obce Goldisthal, ve výšce 65 m. Spojitý komorový nosník z předpjatého betonu délky 291 m, s obloukem o rozpětí 141 m.



Obr. 3a,b: Most Dunkeltal (Foto: DB AG)



Obr. 3c: Skruž mostu Dunkeltal s vyznačením betonážních dílů oblouku a podpěr mostovky



Obr. 3d: Postup výstavby skruže a betonáže oblouku mostu Dunkeltal

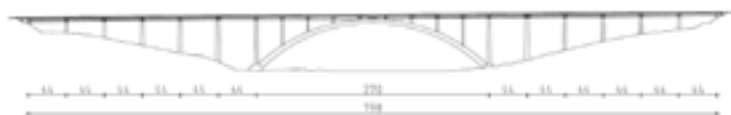
3. Letmá betonáž s vyvěšením

Most Froschgrundsee

Most je východně od obce Weissenbrunn vorm Wald v Bavorsku a překlenuje řeku Itz a jezero Froschgrund ve výšce cca 65 m, obloukem o rozpětí 270 m. Celková délka nosné konstrukce tvořené spojitým komorovým nosníkem z předpjatého betonu je 798 m. Oblouk byl betonován letmo a pro zkrácení efektivní délky konzoly vybetonovaného oblouku byly použity závěsy z kabelů, kotvených do základů pilířů a vedených přes pilíře na patkách oblouku. Každá polovina oblouku sestávala z 29 segmentů betonovaných od patek. Od segmentu 7 byl na pilíř osazen provizorní pylon, aby se zvýšila potřebná strmost závěsů. Závěsy byly z kabelů SUSPA o 12, 15 a 19 lanech 15,2mm. Pro letmou betonáž byly nutné i jeřáby osazené na hotové části oblouku



Obr. 4a: Most Froschgrundsee (Foto: Nürnberg Luftbild, Hajo Dietz)



Obr. 4b: Most Froschgrundsee, podélný řez



Obr. 4d,e: Letmá betonáž oblouku mostu Froschgrundsee



Obr. 4c: Schéma letmé betonáže oblouku.

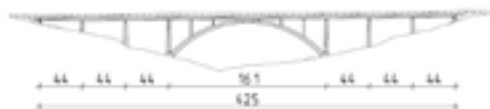


Obr. 4f: Základ pro kotvení závěsů oblouku

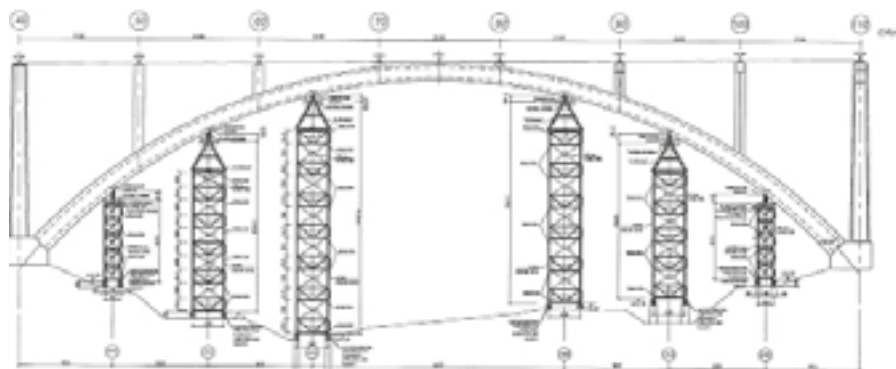
4. Letmá betonáž s provizorními podpěrami

4.1. Most Truckenthal

Použití provizorních podpěr představuje zjednodušení letmé betonáže pro menší rozpětí, pokud to umožňuje prostor pod obloukem. Most překračuje náhorní plošinu Galgenberg v Duryňsku v zastavěných oblastech Sonnebergu..Spojité komorový nosník z předpjatého betonu délky 425 m, s obloukem o rozpětí 161 m. Provizorní podpěry jsou ocelové systémové inventární konstrukce.



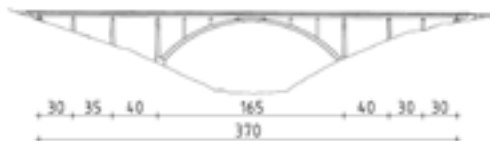
Obr. 5a,b Most Truckenthal (Foto: Nürnberg Luftbild, Hajo Dietz)



Obr. 5c: Ocelové systémové podpěrné věže mostu Truckenthal

4.2. Most Oelzetal

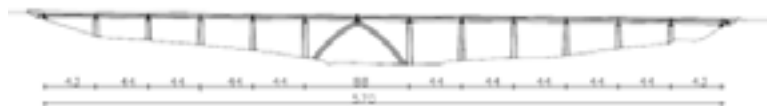
Most o celkové délce 370m, překonává ve výšce 71 m, hluboké údolí Oelze, východně od obce Altenfeld, obloukem o rozpětí 165m. Provizorní podpěry byly betonové rámové, monoliticky prováděné na místě.



Obr. 6a,b: Most Oelzetal (Foto: Nürnberg Luftbild, Hajo Dietz)



4.3. Most Wümbachtal



Úsek jižně od Erfurtu na nové trati Ebensfeld-Erfurt, východně od obce Wümbach v Duryňsku, kříží silnici mezi obcemi Wümbach a Gräfinau-Angstedt a rybník, ve výšce okolo 54 m. Most celkové délky 798 m sestává z řady polí s prostými nosníky, která v jednom případě mají pilíř nahrazený lomeným obloukem o rozpětí 88 m.

5. Betonáž na přesuvném bednění s provizorními podpěrami

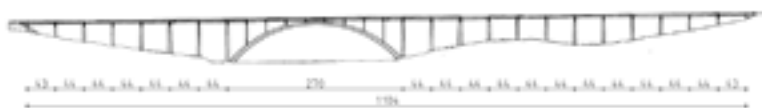
Most Grümpental.

Most přechází údolí Grümpen mezi obcemi Grümpen a Selsendorf ve výšce 70 m a a nejnižší část překonává obloukem o rozpětí 270 m. Celková délka spojitého komorového nosníku z předpjatého betonu je 1104 m. Schéma postupu výstavby oblouku je na Obr. 8c. a závěrečná fáze je na Obr. 8d.

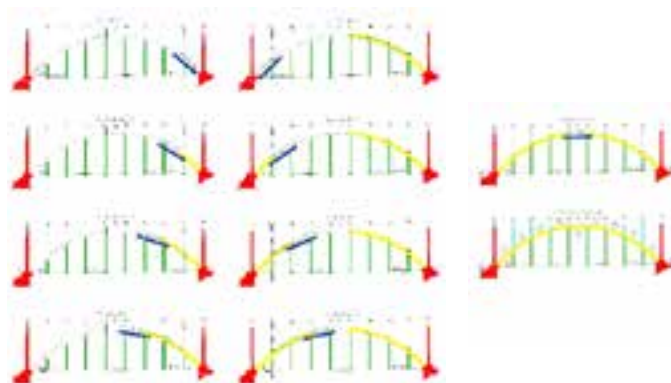
Délka betonážních dílů vyplynula ze vzdálenosti železobetonových podpěr, 30m. Ty byly opatřeny dočasnou výztuží tak, aby mohly být následně, po dokončení mostu, odstraněny odstřelem. Vzhledem k šikmosti oblouku u patek, byla délka prvního dílu 42m. Betonáž dílů probíhala ve třech fázích, dolní deska, stěny a horní deska. Při přechodu ze 4 na 5 fázi bylo nutno skruž sejmout speciálním jeřábem a na zemi otočit. Manipulace s bedněním prováděly běžné stavební jeřáby. Nosná konstrukce mostovky byla provedena na výsuvné skruži.



Obr. 8a: Most Grümpental (Foto: Nürnberg Luftbild, Hajo Dietz)



Obr. 8b: Most Grümpental, podélný řez



Obr. 8c: Stavební fáze výstavby oblouku mostu Grümpental na přesuvné skruži



Obr. 8a: Most Grünpental (Foto: Nürnberg Luftbild, Hajo Dietz)

6. Závěr

Uvedené mosty jsou na nové vysokorychlostní železniční trati spojující Berlín s Norimberkem a Mnichovem, úseku 8.1 v Duryňsku. Jsou stavebně dokončeny, ale uvedení do provozu celého úseku se předpokládá v roce 2017.

Literatura

[1] Wölfel, R.: The arch bridges of the high-speed-railway across the Thuringian Forest.

Different erection methods. Proc. 7th International Conference on Arch Bridges, 2-4 October 2013, Trogir-Split, Croatia.

Ing. Petr Žákovec, Ing. Stanislav Kejval, SŽDC, s.o.

V rámci modernizace III. tranzitního železničního koridoru na rameni Praha – Plzeň – Cheb byly realizovány traťové úseky Plzeň–Stříbro (2006-2009), Stříbro-Planá u M.L., Planá u M.L.-Cheb (2009-2012), dále Beroun-Zbiroh, Zbiroh-Rokycany (2009-2012). V současné době probíhá realizace stavby Modernizace trati Rokycany-Plzeň, která zásadním způsobem změní vedení traťového úseku Praha-Plzeň na území města Plzně. Přeložka trati společně s přestavbou železničního uzlu Plzeň vychází z potřeby zajistit v osobní dopravě dopravní obslužnost regionu v systému IDS Plzeňské aglomerace, transnitní dopravu pro vnitrostátní i mezinárodní relaci. V nákladní dopravě uzel Plzeň zajišťuje jednak úkoly ze svého postavení na síti SŽDC v koncepci mezinárodní a vnitrostátní vlakovotvorby a jednak úkoly dopravní obsluhy města a přilehlé spádové oblasti.

V rámci přestavby železničního uzlu je rovněž řešen koridor pro výhledově uvažovanou vysokorychlostní trať ve směru Plzeň-Česká Kubice-SRN.

Železniční uzel Plzeň je vybudován v centrální městské oblasti s hustou občanskou i průmyslovou zástavbou, s komplikovanou dopravní sítí a je situován do prostoru mezi dvěma řekami. Aby bylo možno zajistit požadované cíle v koncepci dopravní obslužnosti a nákladní dopravě, je nutno modernizovat celou železniční infrastrukturu na území města Plzně. Nedílnou součástí modernizace infrastruktury v hustě zastavěné aglomeraci jsou stavby mostů, bez kterých nelze modernizaci infrastruktury realizovat. Mosty jsou navrženy na rychlost 160 km/h, zatěžovací schema dle ČSN EN 1991-2, prostorová úprava VMP 3,0.

Zásadní dopad do zastavěného území města Plzně mají dvě stavby:

1. Modernizace trati Rokycany-Plzeň

Jedná se o modernizaci traťového úseku Rokycany (mimo) – Plzeň hl.n. (mimo) trati Praha Smíchov – Plzeň. Na této stavbě se nachází 11 železničních mostů, 2 silniční nadjezdy, 3 podchody, 14 propustků a 9 opěrných nebo zárubních zdí. Stavba plynule navazuje na předchozí úsek Zbiroh – Rokycany a končí u vjezdového návěstidla do ŽST Plzeň.

V aglomeraci města Plzeň to jsou velké plzeňské mosty přes ulici Potoční, Mohylovou, dále přes řeku Úslavu a nový most v zst.Ejpovice.

1.1 Stavební úsek Rokycany-Ejpovice

SO 32-38-07, Železniční most v ev. km 92,957 (Ejpovice)

Stávající kamenný klenbový most o dvou polích, kolej č.1 z roku 1925, kolej č.2 z roku 1861 přes místní komunikaci a Ejpovický potok. Světlost kleneb 9,50 m, délka mostu 36,50 m. V rámci výstavby nové zst.Ejpovice byl stávající objekt zbourán a vybudován nový dvoukolejný železobetonový most s polokruhovými klenbami o světlosti 9,75 m s rovnoběžnými křídly. Délka mostu 50,75 m. Nový most umožní vedení přeložky trati v prostorovém uspořádání pro staniční obvod. Na mostě je umístěna protihluková stěna. Výstavba nového mostu probíhala ve dvou etapách, nejprve byl postaven jednoko-

lejný most v koleji č.1 pod ochranou záporových pažících stěn, provoz byl převeden do koleje č.2. Po výstavbě objektu v koleji č.1 se celý postup opakoval v koleji č.2. Veškeré betonové konstrukce byly obloženy žulovým řádkovým zdívem. Výstavba probíhala v roce 2014-2015.

V současné době jsou v 1.stavebním úseku všechny mostní objekty dokončeny.

1.2 Stavební úsek Ejovice-Doubravka

Mosty ve 2.stavebním úseku jsou prováděny na novostavbě nové trati, na území města Plzně bude zahájena realizace v roce 2016.

1.3 Stavební úsek Doubravka-Plzeň

jedná se o 3.stavební úsek v zastavěném území města Plzně.

SO 32-38-09 Železniční most v ev. km 106,592 (Potoční)

Stávající kamenný klenbový most o třech polích, kolej č.1 z roku 1925, kolej č.2 z roku 1861 přes Potoční ulici a Hrádecký potok. Světlost kleneb 7,50 m, délka mostu 34,85 m. V rámci výstavby nové trati (stavební úsek 2) a napojení do stávající polohy trati v zst. Doubravka bude stávající objekt zbourán a nahrazen dvěma jednokolejnými mosty jako spřažená ocelobetonová konstrukce se čtyřmi plnostěnnými hlavními nosníky se stlačenou stavební výškou 1,55 m, o rozpětí 28,0 m s kolejovým ložem.

Nový most umožní vedení přeložky trati v nové poloze v sídlišti Doubravka. Na mostě je umístěna protihluková stěna s prosklenou výplní. Výstavba nového mostu probíhá ve dvou etapách, nejprve byl postaven jednokolejný most v koleji č.1 pod ochranou záporových pažících stěn, provoz byl převeden do koleje č.2. Nová opěra č.1 (pražská) je umístěna v otvoru klenby č.1, nová opěra č.2 (plzeňská) je umístěna za stávající opěrou. Po výstavbě objektu v koleji č.1 se celý postup bude opakovat v koleji č.2 v roce 2016. Veškeré betonové konstrukce budou obloženy žulovým řádkovým zdívem. Výstavba probíhá v roce 2015-2016.

SO 33-38-03 Železniční most v ev. km 107,234 (Mohylová)

Stávající kamenný klenbový most o třech polích, kolej č.1 z roku 1925, kolej č.2 z roku 1861 přes Mohylovou ulici. Světlost kleneb 7,50 m, délka mostu 34,40 m. V rámci výstavby nové zst. Doubravka bude stávající objekt zbourán a nahrazen dvěma jednokolejnými mosty jako spřažená ocelobetonová konstrukce se dvěma plnostěnnými hlavními nosníky výšky 1,35 m o rozpětí 18,70 m s kolejovým ložem.

Nový most umožní vedení trati v nové poloze a umístění protihlukových stěn s prosklenou výplní. Výstavba nového mostu probíhá ve dvou etapách, nejprve byl postaven jednokolejný most v koleji č.1 pod ochranou záporových pažících stěn, provoz byl převeden do koleje č.2. Nová opěra č.1 (pražská) je umístěna v otvoru klenby č.1, nová opěra č.2 (plzeňská) je umístěna v otvoru klenby č.3 (plzeňská). Po výstavbě objektu v koleji č.1 se celý postup bude opakovat v koleji č.2 v roce 2016. Veškeré betonové konstrukce budou obloženy žulovým řádkovým zdívem. Výstavba probíhá v roce 2015-2016.

SO 33-38-05 Železniční most v ev. km 108,120 (Úslava)

Dvě stávající ocelové příhradové konstrukce s horní prvkovou mostovkou o dvou polích o rozpětí 2x30,32 m s kamennými opěrami vylehčenými polokruhovými klenbami o světlosti 9,50 m. Most vede přes řeku Úslavu a místní komunikace. Ocelové konstrukce jsou z roku 1925, výstavba proběhla v rámci zdvoukolejnění trati v letech 1924 až 1926. Původní spodní stavba v koleji č.1 je z roku 1861.

V rámci stavby bude stávající objekt zbourán a nahrazen dvěma jednokolejnými mosty jako jednopólová spřažená ocelobetonová konstrukce se dvěma příhradovými hlavními nosníky proměnné výšky bezsvislicové soustavy o rozpětí 63,0 m s kolejovým ložem. Délka mostu 88,5 m.

Nový most umožní vedení trati v nové poloze a umístění protihlukových stěn s prosklenou výplní. Výstavba nového mostu probíhá ve dvou etapách, nejprve byl postaven jednokolejný most v koleji č.1, s využitím dělené spodní stavby jako pažení sousední provozované koleje a s částečným pažením kolejového lože. Provoz byl převeden do koleje č.2. Nová opěra č.1 (pražská) je umístěna před starou opěrou, nová opěra č.2 (plzeňská) je umístěna v otvoru klenby staré plzeňské opěry. Založení nových opěr je hlubinné na pilotách. Po výstavbě objektu v koleji č.1 se celý postup bude opakovat v koleji č.2 v roce 2016. Střední pilíř, který slouží po dobu výstavby jako prvek montážního podepření, bude odstraněn po dokončení montáže OK v koleji č.2. Odstranění pilíře v korytě řeky Úslavy znamená snížení vzdouvání hladiny při povodních a snížení škod při zatápní sousedních objektů. Líc spodní stavby budou obezděny betonovými tvarovkami v barvě pískovce a svým členěním navazují na křídla mostu. Nový most na tomto místě je postaven v pořadí jako třetí, namísto příhradové konstrukce vyrobené ve Škodových závodech v roce 1924, který nahrazoval původní dvoupólový příhradový most s pilířem v řece Radbuze z roku 1862. Výstavba nového mostního objektu probíhá v roce 2015-2016.



Ejovice km 92,957



Potoční ulice km 106,592



Mohylová ulice km 107,234



Úslava km 108,120

2. Uzel Plzeň

V současné době jsou v procesu různé fáze přípravy a realizace soubory 4 staveb. Realizace jedné stavby byla ukončena v roce 2015, jedna stavba je v současné době v realizaci, dvě stavby jsou ve stadiu ukončení přípravy stavby. Pro přehlednost jsou uvedeny všechny 4 stavby, které významně zasahují do intravilánu města Plzně a uvedena jejich časová posloupnost.

2.1. Mosty v rámci stavby „Průjezd uzlem Plzeň ve směru III.TŽK“

Předmětem stavby modernizace koridorového průjezdu, zaústění dvou samostatných dvoukolejných tratí Plzeň-Česká Kubice a Plzeň-Cheb do žst.Plzeň hl.n., přebudování zst.Plzeň Jižní předměstí jako čtyřkolejné zastávky na dvou dvoukolejných tratích s oddělenými směry, dosažení vyšších rychlostních parametrů trati pro zkrácení jízdní doby vlakových spojů a zároveň provést modernizaci stávající železniční infrastruktury, aby odpovídala současným požadovaným technickým parametrům pro zvýšení rychlosti a současně i zvýšení bezpečnosti železničního provozu. Všechny mosty jsou navrženy na rychlost 160 km/h, zatěžovací schema dle ČSN EN 1991-2, prostorové uspořádání VMP 3,0.

Stavba začíná před novým přemostěním řeky Radbuzy, zahrnuje nové přemostění Prokopovy třídy, nové řešení zst. Plzeň-Jižní předměstí, rozšíření ulice Borská včetně nové opěrné zdi, bezbariérový přístup, napojení vlečkového areálu Škoda. Stavba dále prochází koridorem výrobních závodů Škoda-Sever, Škoda-Jih a končí v ev.km 352,800 trati Plzeň-Cheb na začátku již dokončeného úseku Plzeň-Stříbro.

V této stavbě bylo v realizaci 8 mostních objektů, 2 podchody v žst.Plzeň, hl.n., 4 zárubní zdi, 1 silniční nadjezd. 1 podchod byl zrušen. Realizace proběhla 2011-2015.

Stávající podchody v žst.Plzeň, hl.n. jsou vybudovány jako nové železobetonové polorámové konstrukce. Podchody jsou po dohodě s městem Plzeň prodlouženy na jihu do Železniční ulice, na severu do Šumavské ulice. Všechny podchody jsou řešeny jako bezbariérové, s rampami, schodišti, výtahy a eskalátory na nástupiště.

35-38-09, Železniční most v ev.km 349,662 (Radbuza)

Nově byl postaven tříkolejný železniční most o třech polích přes řeku Radbuzy, Anglické a Denisovo nábreží o rozpětí jednotlivých polí 26,35+63,40+26,35 m. Jedná se o spřaženou ocelobetonovou konstrukci, krajní pole tvoří tři jednokolejné spřažené ocelobetonové konstrukce se dvěma plnostěnnými hlavními nosníky. Uložení nosných konstrukcí je na svařovaných ocelových ložiskách, příčné a podélné spáry jsou řešeny vodotěsnými dilatačními závěry. Hlavní pole přes řeku Radbuzy je řešeno jako tříkolejné, tvoří ji trojice příhradových hlavních nosníků se spřaženou železobetonovou deskou. Osová vzdálenost mezi hlavními nosníky je 5,35 m, výška hlavních nosníků 7,39 m. Uložení konstrukce je na kalotových ložiskách firmy Maurer SRN. Stavba mostu probíhala metodou podélného výsunu, nejprve byly staré OK odstraněny podélným výsunem na pravém břehu řeky Radbuzy, odkud probíhal podélný výsun nové ocelové konstrukce.

Nový most na tomto místě je postaven v pořadí jako třetí, namísto příhradové konstrukce vyrobené ve Škodových závodech v roce 1920, který nahrazoval původní dvoupólový příhradový most s pilířem v řece Radbuze z roku 1862.

35-38-10, Železniční most v ev.km 349,780 (Prokopova)

Dalším mostem, který prošel výraznou změnou, je přemostění Prokopovy třídy. Na základě požadavku města Plzně došlo k rozšíření komunikace pod mostem a přidání odbočovacích pruhů. Z důvodu nevyhovujícího průjezdného průřezu byla odstraněna stávající Monierova klenba z roku 1912 a nahrazena novou ocelobetonovou integrovanou konstrukcí založenou na pilotách. Nový most je rozdělen z technologických důvodů na jednokolejnou a tříkolejnou část. Most má světlost mezi opěrami 17,80 m.

36-38-06, Železniční most v ev.km 352,255 (Vejprnický potok)

Na konci stavebního úseku byly postaveny v roce 2012 dva nové mosty v sídlišti Přední Skvrňany. První z nich je most přes Vejprnický potok. Jedná se dva jednokolejné vetknuté železobetonové oblouky sdružené se železobetonovým rámem mostovky. Délka mostu je 50,20 m, světlost oblouku je 26,50 m, vzepětí 4,52 m.

36-38-07, Železniční most v ev.km 352,364 (Vejprnická)

Druhý most přechází šikmo přes Vejprnickou ulici a tramvajovou trať. Úhel křížení je 47°16'. Most se skládá ze dvou jednokolejných spřažených ocelobetonových konstrukcí se 4 plnostěnnými hlavními nosníky se stlačenou stavební výškou. Most má délku 33,64 m, rozpětí 32,20 m. Mosty v 1. a 2. koleji jsou půdorysně posunuty o 4,32 m. Oba mosty se nacházejí v obytné zóně a jsou opatřeny protihlukovými stěnami s průhlednou výplní.

97-38-01, Železniční most v ev.km 96,297 (Belánka)

Stávající plnostěnný svařovaný most s dolní mostovkou spojitý o dvou polích přes čtyřpruhovou ulici U Trati a čtyřkolejnou trať. Mostní objekt převádí mimoúrovňově přesmykem trať Železná Ruda-Plzeň přes dvě dvoukolejné trati Plzeň-Cheb, Plzeň-Domažlice. Rozpětí 2 x 24,58 m. Křížení je šikmé 43,49°. Délka mostu 64,85 m. Ocelovou konstrukci vyrobily Vítkovice, závod 6 v roce 1980. Montáž a osazení provedly Hutní. Montáže pásovým jeřábem Demag TC 2000, montážní styk je šroubovaný VP šrouby. V rámci stavby byla provedena nová PKO a konstrukce proti dotyku.

97-38-02, Železniční most v ev.km 96,297 (Prokopova)

Dalším mostem, který prošel výraznou změnou, je přemostění Prokopovy třídy na trati Železná Ruda-Plzeň. Na základě požadavku města Plzně došlo k rozšíření komunikace pod mostem a přidání odbočovacích pruhů. Z důvodu nevyhovujícího průjezdného průřezu, eliminace hlukové zátěže uprostřed městské zástavby byla odstraněna stávající ocelová plnostěnná konstrukce s prvkovou mostovkou včetně spodní stavby a nahrazena ocelovou plnostěnnou svařovanou konstrukcí s ortotropní plechovou



Radbuza km 349,662



Prokopova třída km 349,780



Vejprnický potok km 352,255



Vejprnická ulice km 352,364



Belánka km 96,297



Prokopova třída km 96,675

mostovkou o rozpětí 18,02 m s kolejovým ložem, na nových železobetonových opěrách založených na pilotách. Ocelovou konstrukci vyrobily Vítkovice, závod 6 v roce 1997 a je vyzískaná v rámci výstavby nového objektu SO 35-38-11, kde byla nahrazena integrovanou ocelobetonovou konstrukcí s kolejovým ložem.

2.2. Mosty v rámci stavby Uzel Plzeň, 1.stavba, přestavba pražského zhlaví

Tato stavba je v současné době v realizaci, celkem 2 mostních objekty, 2 podchody v žst.Plzeň, hl.n., 2 zárubní zdi, 1 návěsní lávka.

Stávající podchody v žst.Plzeň, hl.n. jsou vybudovány jako nové železobetonové polo-rámové konstrukce. Podchody jsou po dohodě s městem Plzeň prodlouženy na severu do Šumavské ulice s výstupem do prostoru budoucího terminálu autobusového nádraží. Všechny podchody jsou řešeny jako bezbariérové, s rampami, schodišti, výtahy a eskalátory na nástupiště.

34-38-01, Železniční most v ev.km 108,352 (Jateční)

Stávající ocelobetonová plnostěnná konstrukce se dvěma hlavními nosníky o jednom poli o rozpětí 15,58 m s kolejovým ložem přes ulici Jateční. V rámci koncepce technického řešení se provádí rozšíření průjezdného průřezu pro VMP 3,R, dále nová hydroizolace, doplnění mostních závěrů včetně odvodnění. Sanace kamenného zdiva opěr, betonových konstrukcí a nová protikorozní ochrana ocelové konstrukce. V současné době je provedeny úpravy VMP v koleji č.1, nová protikorozní ochrana včetně úpravy VMP v koleji č.2 proběhne ve výlukách v roce 2016.

Most byl vybudován v letech 1988-1990 při výstavbě nové čtyřpruhové komunikace Rokycanské třídy se středním tramvajovým pásem za prostorově nevyhovující úzký podjezd. Výroba probíhala v závodě DIZ Škoda Plzeň, která zajišťovala též montáž. Osazení probíhalo po etapách, pomocí konzolového jeřábu GEK-80.

Mostní objekt je tvořen 13 ocelovými konstrukcemi s ortotropní plechovou mostovkou s roštovým spolupůsobením. Statické uspořádání je spojitá konstrukce o dvou polích nestejných rozpětí 31,95+6,57 m s kyvnou stojkou. Opěry jsou železobetonové, založené na pilotách.

V rámci stavby Uzlu Plzeň dojde k zásadní změně uspořádání a rozsahu přemostění. Na místě zrušeného nákladového obvodu v ulici U Prazdroje je vybudováno nové obchodní centrum, což mělo zásadní dopad na rozsah kolejíště v žst.Plzeň. Rozsah přemostění bude redukován na 9 ocelových konstrukcí, z nichž jedna bude využita pro převedení inženýrských sítí a parovodu, zbývajících 8 konstrukcí bude využito pro železniční dopravu.

V rozsahu 9 konstrukcí bude vytvořena nová statická soustava jako šikmá desková konstrukce s roštovým spolupůsobením, která bude mít osazena nová ložiska na opěrách a na kyvných stojkách navržená nové statické spolupůsobení. Úpravou statického modelu a novým rozmístěním pevných a pohyblivých ložisek dojde k redukci příčných sil a deformací, které mají vliv na bezстыkovou kolej na mostě.



Jateční ulice km 108,352



Gambrinus km 108,629

2.3. Mosty v rámci stavby Uzel Plzeň, 2.stavba, přestavba osobního nádraží

Tato stavba je v současné době ve stadiu ukončení přípravy a navazuje svým obsahem na realizovanou stavbu Uzel Plzeň, 1.stavba. Předpokládaný termín realizace stavby 2016 – 2018.

V rámci stavby jsou budovány nové podchody s bezbariérovým přístupem ve východní části osobního nádraží, nový podchod v zst.Skvřňany, nové zavazadlové tunely Jih a Sever, objekty jsou řešeny jako železobetonové polorámové či rámové konstrukce.

Nejvýznamnějším objektem jsou mosty přes Mikulášskou třídu, které tvoří úzké hrdlo na výjezdu ze žst.Plzeň hl.n. směrem na západ. Stávající mosty jsou z roku 1907 z doby výstavby nového centrálního nádraží, které je řešeno jako ostrovní s nástupišti na opěrných zdech.

Jižní most převádí trať Plzeň-Cheb přes Mikulášskou třídu, je řešen jako dvoukolejná

jednopólová ocelobetonová integrovaná konstrukce o světlosti 26,0 m. Severní most převádí trať Plzeň-Cheb a Plzeň-Železná Ruda přes Mikulášskou třídu, je řešen jako vícekolejná dvoupólová desková konstrukce z předpjatého betonu lichoběžníkového půdorysu o rozpětí 20,38 + 22,87 m. Oba mosty tvoří dominantní prvek v městském prostoru železničního nádraží a jsou architektonicky koncipovány jako deskové mosty s městským typem zábradlí a začleněny do stávajících opěrných zdí přednádražního prostoru.

2.4. Mosty v rámci stavby Uzel Plzeň, 3.stavba, přesmyk domažlické trati

Tato stavba je v současné době ve stadiu přípravy. Stavba řeší oblast přesmyku, který vznikl v roce 1912 při výstavbě nových areálů Škodových závodů jako mimoúrovňové křížení dvou dvoukolejných tratí Plzeň- Cheb, Plzeň-Česká Kubice a železniční vlečky Škoda. Nad tímto mimoúrovňovým křížením (přesmykem) tratí přechází mimoúrovňově závodová komunikace po silničním ocelovém příhradovém mostě z roku 1931 („Faltusův most“) ve stísněném prostoru výrobního areálu Škoda. V novém přesmyku železničních tratí bude pro zajištění průjezdného průřezu elektrizované trati snesen silniční most, zrepasován a osazen na vybraném místě jako technická památka.

Přehled mostů:

III. TŽK - velké mosty (SOBK, OK)			Rozpětí 10 až 100 m			
	SO	Ev. km	Typ NK	Název	Rozpětí	Popis
1	17-38-01	Železniční most v ev. km 47,187	SOBK	Litávka	2 x 25,0 m	2 x 4 plnosti nné OK v jedné koleji
2	17-38-02	Železniční most v ev. km 47,463	OK	Ul. Ěs. Armády	12,20 m	6x4 plnosti nné nosníky s orth. mostovkou
3	18-38-02	Železniční most v ev. km 52,083	SOBK	Ěervený Potok	39,50 m	2 x 2 páhradové OK v jedné koleji
4	28-38-47	Železniční most v ev. km 86,021	Žlb. trojklenba	Rokycany	17,0+21,0+17,0m	2 x 3 eliptické klenby v jedné koleji
5	29-38-43	Železniční most v ev. km 87,748	Předpj. beton	Š. áhlavská ul.	14,79 m	2 x 2 nosníky PPB v jedné koleji
6	30-38-07	Železniční most v ev. km 92,957	Žlb. dvouklenba	Ěipovice	2 x 9,70 m	2 x 2 kruhové klenby v jedné koleji
7	32-38-09	Železniční most v ev. km 106,592	SOBK	Potoční ul.	28,0 m	2 x 4 plnosti nné OK v jedné koleji
8	33-38-03	Železniční most v ev. km 107,234	SOBK	Mohylová ul.	18,70 m	2 x 2 plnosti nné OK v jedné koleji
9	33-38-05	Železniční most v ev. km 108,120	SOBK	Úslava	63,0 m	2 x 2 páhradové OK v jedné koleji
10	35-38-09	Železniční most v ev. km 349,662	SOBK	Anglické nábe	26,35 m	6 x 2 plnosti nné OK pro 3 koleje
11	35-38-09		SOBK	Radbuza	63,40 m	3 páhradové OK pro 3 koleje
12	35-38-09		SOBK	Denisovo nábe	26,35 m	6 x 2 plnosti nné OK pro 3 koleje
13	35-38-10		ZBN	Prokopova ul.	17,35 až 18,23 m	11+25 plnosti nných OK
14	36-38-06	Železniční most v ev. km 352,255	Žlb. oblouk	Vejpmický potok	26,50 m	2 x 2 žlb. veřknuté oklouty
15	36-38-07	Železniční most v ev. km 352,364	SOBK	Vejpmická ul.	32,20 m	2 x 4 plnosti nné OK v jedné koleji
16	40-38-12	Železniční most v ev. km 353,315	ZBN	Lábkova ul.	16,50 m	2 x 8 plnosti nných OK v jedné koleji
17	40-38-15	Železniční most v ev. km 354,594	OK	Západní okruh	48,0 m	Dvoukolejný oblouk. Langanův nosník
18	44-38-02	Železniční most v ev. km 362,050	OK	Bdř. ní ves	24,0 m	2x4 plnosti nné nosníky s orth. mostovkou
19	47-38-01	Železniční most v ev. km 371,429	ZBN	Přovany	15,50 m	2 x 7 plnosti nných OK v jedné koleji
20	53-38-00	Železniční most v ev. km 382,868	OK	Sisřbro	22,0 m	2 plnosti nné nosníky s orth. mostovkou
21	53-38-01	Železniční most v ev. km 386,818	SOBK	Milřkov	32,0 m	2 x 2 plnosti nné OK v jedné koleji
22	54-38-02	Železniční most v ev. km 388,839	SOBK	Lomský potok	20,0 m	2 plnosti nné OK v jedné koleji
23	55-38-21	Železniční most v ev. km 390,780	SOBK	Svořřřn	19,0 m	2 x 2 plnosti nné OK v jedné koleji
24	58-38-01	Železniční most v ev. km 398,194	SOBK	Svořřřn I p. řes Mřř	42,50 m	2 páhradové OK v jedné koleji
25	58-38-02	Železniční most v ev. km 398,714	SOBK	Svořřřn II p. řes Mřř	42,50 m	2 páhradové OK v jedné koleji
26	60-38-01	Železniční most v ev. km 404,280	SOBK	Pavlovice	35,20 m	2 páhradové OK v jedné koleji
27	60-38-02	Železniční most v ev. km 404,613	SOBK	Kořřov I p. řes Mřř	39,87 m	2 páhradové OK v jedné koleji
28	60-38-03	Železniční most v ev. km 404,985	SOBK	Kořřov II p. řes Mřř	35,20 m	2 páhradové OK v jedné koleji
29	60-38-04	Železniční most v ev. km 405,932	SOBK	Hamerský potok	39,87 m	2 páhradové OK v jedné koleji
30	62-38-02	Železniční most v ev. km 410,012	SOBK	Brod. n/ř	22,30 m	2 plnosti nné OK v jedné koleji
31	63-38-02	Železniční most v ev. km 412,125	SOBK	Planá u M. Ĺ.	36,40 m	2 páhradové OK v jedné koleji
32	68-38-01	Železniční most v ev. km 425,719	SOBK	M. Láznř	20,0 m	2 plnosti nné OK v jedné koleji
33	78-38-03	Železniční most v ev. km 450,675	SOBK	Vřřeboř	36,0 m	2 x 4 plnosti nné OK v jedné koleji

Revitalizace trati České Budějovice – Volary SO 16-24-01 Křemže – Zlatá koruna železniční most v km 15,362

|26

Ing. Libor Kožík, Ing. Vlastimil Schovajsa
FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Úvod:

Most v Holubově převádí jednu kolej přes údolí Brložského potoka. V rámci stavby revitalizace trati České Budějovice - Volary bylo z důvodu značného poškození a nedostatečné šířky průjezdného prostoru původní ocelová příhradová nýtovaná spojitá konstrukce s rozpětím 2x41,94 m z roku 1891 (viz Obr. č. 1) nahrazena ocelovou konstrukcí vyzískanou z jiného železničního mostu. Nová příhradová ocelová konstrukce je tvořena dvěma poli navrženými jako prostá pole o rozpětích 2x41,8 m. Rozpětí konstrukce určovala stávající spodní stavba. Výzisk byl dvojkolejný most s délkami příhrad 10x3,8 m a celkové rozpětí 38,0 m. Každá mostní konstrukce se proto musela prodloužit po délce o jednu příhradu délky 3,8 m. Nově vyrobené části jsou umístěny nad pilířem (viz Obr. č. 2). Půdorysně je most v přímé. Zhotovitelem objektu byla společnost FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a.s. Projekt zpracovala firma SUDOP Brno. Stavba byla realizována v období od 25. 2. 2015 do 30. 9. 2015, nepřetržitá výluka pak v termínu od 7. 3. 2015 do 29. 6. 2015.



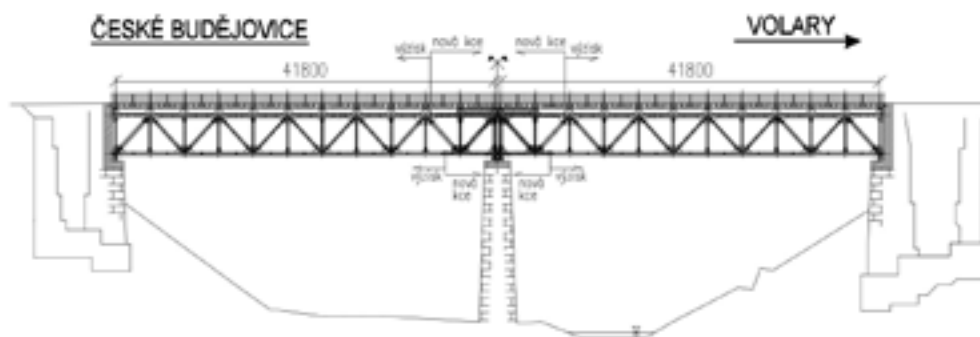
Obr. 1) původní ocelová příhradová nýtovaná spojitá konstrukce

Nosnou konstrukci výzisku tvoří příhradové hlavní nosníky s horní prvkovou mostovkou uloženou na horní pásnici horních pásů hlavních nosníků (viz Obr. 4). Osová vzdálenost hlavních nosníků je 3,0 m. Hlavní nosníky jsou tvořeny horním a dolním pásem a výplňovými pruty, což jsou diagonály a svislice. Konstrukce je navržena s podélným i příčným ztužením. Příčné ztužení je v každém druhém poli a v osách nad podporami. Vodorovné ztužení je horní a dolní. Horní je v úrovni horního pasu hlavního nosníku, dol-

ní vodorovné ztužení je v úrovni dolního pasu hlavního nosníku. Nosné konstrukce jsou uloženy ve stejné úrovni s ohledem na vodorovnou niveletu koleje. Každá konstrukce je uložena na dvojici svařovaných ložisek. Na pilíři jsou všechna čtyři ložiska válcová. Na opěrách je vždy dvojice pevných ložisek. Ložiska jsou přesně pod osou hlavního nosníku a krajní osou konstrukce. Byla použita ložiska z vyzískané konstrukce. Každá vyzískaná konstrukce byla rozdělena na tři části, které byly umístěny v blízkém skladovém areálu v Křemži. Takže celkem bylo uloženo 6 kusů konstrukce. Konstrukce před rozpojením byla odstrojena od železničního svršku a prvků zábradlí. Tyto byly v areálu uloženy také (viz Obr. 2). Montážní spoj jednotlivých dolního pasu hlavního nosníku je šroubovaný, montážní styk horního pasu hlavního nosníku je svařovaný. Jednotlivé části konstrukce se složily a část hlavního nosníku vyzískané konstrukce se odřízla pro budoucí spojení s novými prvky.



Obr. 2) Uložiště vyzískané konstrukce



Obr. 3) Nově vyrobené části jsou umístěny nad pilířem

1. Demontáž stávajících konstrukcí

Stávající nosná ocelová konstrukce dvupolového mostu byla rozpálena na dvě prostá pole a poté snesena jeřábem TC 2800 do připraveného prostoru pod mostem. Vzhledem k prostorovému uspořádání stávající konstrukce, velikosti podporové reakce

a s ohledem na to, že stávající konstrukce je nýtovaná, byl zhotovitelem navržen a proveden odlišný postup demontáže SOK, než postup uvedený v projektu.

V první fázi došlo k demontáži železničního svršku a odstojení stávající konstrukce od podlahových plechů v místech uvázání nosné konstrukce a v místě rozpojení nad pilířem. Následně se konstrukce na pilíři z levé i pravé strany stávajícího ložiska podepřela. Montážní podpěry byly aktivovány a následně byla konstrukce č. 1 zavěšena na jeřáb. Zavěšení se aktivovalo na cca 1/3 hmotnosti konstrukce (cca 45 tun) a proběhlo samotné rozpalování konstrukce. Vzhledem k postupnému rozpalování po výšce svislice nehrozil vznik dynamického impulsu při rozpojení SOK. Konstrukce byla rozpálena přímo v podporové svislici SOK (v ose konstrukce nad ložiskem pilíře). Rozpálení probíhalo postupně z horní části přes společné rozpálení bočních stěn až na spodní část konstrukce. Nakonec byly upáleny šrouby v horní ložiskové desce a konstrukce snesena jeřábem do předem určeného prostoru pod most. Po snesení prvního pole jeřábem byla stejným způsobem snesena i konstrukce druhého pole.



Obr. 4) Demontáž stávajících ocelových konstrukcí mostu

2. Výroba

Pro výrobu byla vytvořena výrobní dokumentace na základě projektu, který zpracovala firma SUDOP Brno. Požadována třída provedení nosné konstrukce je EXC3. Požadovaná třída provedení pro prvky zábradlí, podlahy, kabelové žlaby, revizní lávky včetně jejich zábradlí je EXC2. Pro plechy byl použitý základní materiál s dokumentem kontroly 3.1 s dozkoušením a pro profily dokument kontroly 2.2 dle ČSN EN 10 204:2005. Při výrobě konstrukce byl využit zejména materiál S355J2+N a pro profily materiál S235JR, Maximální použitá tl. plechů byla 50 mm. Spojovací materiál pro nosnou konstrukci je pevnosti 10.9 s dokumentem kontroly 3.1 podle ČSN EN 10204/2005. Spojovací materiál pro podlahy, lávky, zábradlí je pevnosti 8.8 s dokumentem kontroly 2.1. Nadvýšení mostu je dáno tvarem nadvýšení vyzískané konstrukce. Maximální hodnota teoretického nadvýšení je v ose 5 30 mm. Doplněné pole naváže bez nadvýšení.

Kompletní výroba nových prvků probíhala v mostárně. Při výrobě byly vyráběny všechny nové díly, které se připojovali ke konstrukci výzisku bez otvorů. Všechny nové připojované otvory konstrukce bylo nutné vrtat na montáži. Vlastní sestavení celého mostu

do plného profilu vzhledem k jeho průřezu proběhlo na montážní plošině v blízkosti mostu. Protikorozi ochrana nově vyráběných dílců se prováděla v dílně jen do úrovně podkladního nátěru. Vrchní vrstvy sjednocujícího nátěru byly aplikovány až po uložení ocelové konstrukce do otvoru z časových a technologických důvodů.

3. Montáž nových ocelových konstrukcí

Vyzískané konstrukce se převezly z Křemže a nově vyrobené konstrukce z mostárny na připravenou montážní plošinu s montážním roštem pod mostem. Obě konstrukce byly velmi pracně sestaveny do polohy a svary a šroubovými spoji smontovány souběžně v poloze vedle sebe kolmo na osu koleje. Pro osazení se využil pásový jeřáb CC 2800.



Obr. 5,6) Montáž nových ocelových konstrukcí mostu

Po zavěšení byla konstrukce přizvednuta o 20-30 cm, z důvodu ověření správné polohy zavěšení a funkce vázacích prostředků. V další fázi byla konstrukce přemístěna do otvoru. Před konečným uložení byly jednotlivé konstrukce osazeny na provizorní podepření, za pomoci hydraulických lisů ustaveny do požadované polohy a po zaměření podlita palstbetonem..



Obr. 7) Montáž nových ocelových konstrukcí mostu

4. Spodní stavba

Stávající dříky obou opěr a dřík pilíře je tvořen z kamenného řádkového žulového zdiva uloženého na cementovou maltu. S ohledem na statický přepočet a výsledky provedených vodních tlakových zkoušek kamenného, zdiva bylo nutné toto kamenné zdivo celoplošně, včetně základových konstrukcí, zesílit prostřednictvím výplňové cementové injektáže. Stávající úložné prahy a horní části opěr i pilíře byly ubourány, následně byly vybudovány nové úložné prahy spřažené s dříky pomocí kotev z betonářské výztuže.



Obr. 8,9) Sanace spodní stavby

5. Závěr

Rekonstrukci mostu zajišťovala FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a.s. Zpracování výrobní dokumentace vyžadovalo fyzický průzkum vyzískané konstrukce na uložišti včetně evidence, které prvky je možné použít případně nahradit a pečlivá kontrola prvků. Velmi pracná a náročná byla i montáž – kompletace vyzískané konstrukce s novou částí. Všechny rozměrové úpravy a vrtání otvorů pro spoje musely být provedeny montážně. Díky spolupráci zhotovitele a objednatele se dílo podařilo v termínu a v dobré kvalitě. Zůstává jistě otázkou, zda využití vyzískaných konstrukcí je účelné vzhledem k pracnosti související s cenou mostního objektu a v souvislosti s celkovou životností mostu.

Rekonstrukce mostu v km 67,615 tr. Praha hl. n. – Turnov

|27

Ing. Jakub Kara, Ing. Libor Marek, TOP CON SERVIS s.r.o.

Příspěvek popisuje rekonstrukci Krnského viaduktu, jednoho z nejstarších betonových obloukových mostů v Čechách, která proběhla v minulém roce. Most o délce 152 m převádí kolej ve výšce 29,4 m nad hladinou Strenického potoka. Nosnou konstrukci o třech polích tvoří betonové klenby o světlosti 30 m vestavěné roku 1924 mezi původní kamenné pilíře a opěry z roku 1864. Most je nemovitou kulturní památkou. Stavba byla spolufinancována z prostředků EU, operační program doprava.



Obr. 1 – pohled na most před rekonstrukcí

1. Z historie

Původní most byl spolu s celou Turnovsko-Kralupskou dráhou postaven v roce 1864 a uveden do provozu v roce 1865. Měl tři železná příhradová pole uložená na masivní kamennou spodní stavbu. Již v následujícím roce 1866 byl ale za Prusko – Rakouské války poškozen. V roce 1884 byly původní nosné konstrukce nahrazeny novými příhradovými ze svářkového železa, které však svou únosností nevyhovovaly již před 1. světovou válkou. V roce 1924 byla proto provedena další rekonstrukce, při které byly ocelové nosné konstrukce nahrazeny betonovými. Rekonstrukci provedla firma Ing. Hlava a Dr. Kratochvíl dle návrhu Ing. Bechyně. Projekt byl veden snahou o maximální zkrácení doby výluky koleje. Do původních mostních otvorů byly za provozu vestavěny mohutné parabolické betonové oblouky založené na dřevěných pilotových roštích a části příčných stěn podporujících mostovku až do úrovně dolního pásu původních příhradových konstrukcí. Až potom byly sneseny původní nosné konstrukce a dostavěna mostovka tvořená řadou železobetonových kleneb o světlosti cca 2,80 m. Původní kamenné pilíře a opěry byly ponechány a železobetonová mostovka s nimi byla propojena krátkými vloženými prostými poli o rozpětí cca 2,7 m uloženými na ocelový plech a olověnou vložku. Na jedné straně je vložené pole uloženo na betonovou konzolu první stěny nosné konstrukce a na druhé straně na kamenné úložné bloky původní spodní stavby.

Přestavba mostu byla zahájena 7.4.1924, 10.8. byl přerušen provoz na trati, 10.9. byla na dokončené konstrukci zahájena montáž svršku, 17.9. bylo odskrušeno poslední pole a 18.9. byla provedena hlavní prohlídka a zatěžovací zkouška mostu. Výluka koleje

pro náhradu ocelových konstrukcí betonovými, monolitickými, velmi složitého tvaru, celkové délky cca 120 m trvala tedy v roce 1924 přesně 40 dní.

2. Stav před rekonstrukcí

Návrh rekonstrukce vycházel z podrobného diagnostického průzkumu zpracovaného Kloknerovým ústavem ČVUT.

Původní konstrukce spodní stavby z pískovcového kvádrového zdiva jevíly známky zvětvávání, zejména v oblastech uložení vložených polí a dlouhých rovnoběžných křídel. Dále pak byly zcela zvětralé některé konkrétní bloky nebo řady zdiva. V jiných částech byly kamenné konstrukce v překvapivě dobrém stavu.

Betonové konstrukce hlavních oblouků byly místy vlhké, s výluhy, s ohledem na malé vyztužení a velké krytí ale chyběla místa s odpadlým krytím a korozními splodinami, která trápí většinu novějších konstrukcí. Struktura betonu byla poplatná době vzniku. Beton byl podle archivní dokumentace míchán z přirozené směsi říčního štěrku a písku z jen několik desítek metrů vzdálené řeky Jizery, ručně ukládán a hutněn ručními pěchy. Beton oblouku je proto v celém objemu pórovitý, k největším problémům patřila rozměrná šterková hnízda v místech některých pracovních spár. Podobně lze popsat i stav železobetonových stěn, kde se však na některých rozích objevovalo odtržení krycí vrstvy výztuže. U silněji vyztužené mostovky se potom ve velké části objevovaly průsaky, koroze výztuže a odpadávání krycí vrstvy zejména v podhledu.

Zdaleka nejslabším místem konstrukce se ale ukázala krátká vložená pole, do jejichž dilatačních spár masivně zatékalo. Některé kamenné úložné bloky, zejména na opěrách, byly zcela rozpadlé a silně degradoval i beton vložených polí v místech nad uložením a podél spár. Masivně pak degradoval beton konzol NK pod uložením vložených polí.



Obr. 2 – degradace betonu konzoly NK v místě uložení vloženého pole - stav před rekonstrukcí

3. Návrh rekonstrukce

Vzhledem k dostatečné únosnosti konstrukce i přijatelné volné šířce na mostě 2,5 m od osy koleje bez rezervy bylo úkolem rekonstrukce pouze odstranit výše uvedené poruchy a ochránit konstrukci zejména před vodou.

K hlavním pracem na mostě patřila:

- úprava uložení vložených polí
- nová stříkaná vodotěsná izolace
- sanace železobetonových částí konstrukce
- sanace kamenných částí konstrukce
- nové svody odvodnění
- nová madla zábradlí
- nový železniční svršek

3.1. Zvedání a úprava uložení vložených polí

Nejproblematictější místem konstrukce je uložení vložených polí a utěsnění jejich spár proti zatékání. Při dilatujících délkách 20 m symetricky od středů polí do os pilířů se stávající uložení na ocelový plech a olověnou vložku jevílo jako problematické a spolu se zatékající vodou bylo pravděpodobně příčinou poškození konstrukcí v oblasti uložení. Tloušťka svislých i vodorovných spár byla dle projektu 20 mm. Spáry měly být v monolitické konstrukci vyplněny asfaltovou lepenkou s vrstvou korku.

Jedinou možností jak tyto problematické oblasti opravit bylo vložená pole zvednout. Projekt předpokládal vybudování pomocných konstrukcí na mostovce a postupné zvedání všech šesti vložených polí čtveřicemi synchronizovaných dutých lisů. Hmotnost jednotlivých vložených polí je cca 43 t, konstrukce byly zdvíhány o 1,5 m. Po zvednutí bylo navrženo odbourání jedné řady kamenů na opěrách a pilířích a vybudování železobetonových úložných prahů kotvených do původních konstrukcí spodní stavby, sanace vloženého pole i konzoly nosné konstrukce a osazení na nová ocelová liniová tangenciální ložiska. S ohledem na tloušťku původní spáry bylo navrženo částečné zapuštění ložiskových desek do konstrukcí nad i pod ložiskem.



Obr. 3 – spouštění vložených polí

3.2. Vodotěsná izolace

Nejdůležitějším prvkem navrženým pro prodloužení životnosti mostu je bezesporu nová vodotěsná izolace. Navržen byl bezešvý systém, zhotovitel zvolil stříkanou izolaci Eliminátor britské společnosti StirlingLloyd dodávaný firmou STATIKA SANACE s.r.o. Celý systém tvoří základní nátěr a dvě stříkané vrstvy methylnmethakrylátu. Tento systém má výhodu jednoduché a rychlé aplikace a lze ho aplikovat i za horších povětrnostních podmínek na vlhký podklad nebo při teplotách pod bodem mrazu. Na rozdíl od původního řešení je izolován i prostor mezi rovnoběžnými křídly opěr, izolace je zde stříkána na novou podkladní desku kotvenou do křídel a zatažena až pod příčnou drenáž umístěnou za konci křídel a přechodových zídek.



Obr. 4 – prováděné celoplošné stříkané izolace Eliminátor v místě dilatační spáry

3.3. Sanace železobetonových částí konstrukce

Návrh sanace byl podřízen zvláštnostem konstrukce. S ohledem na velký rozměr průřezu oblouku i stěn podporujících mostovku a velkou pórovitost betonu i k charakteru poruch byla po konzultacích s odborníky Kloknerova ústavu navržena pouze hrubá lokální reprofilace bez finální celoplošné jemné stěrky. Cílem bylo ponechat konstrukci co nejotevřenější, tak, aby nedošlo k uzavření vlhkosti a následnému odlupování sanačních vrstev. Zároveň tak zůstala v rozhodující ploše zachovaná původní struktura betonu tvořená oblázky a otisky prken původního bednění. Výsledný vzhled konstrukce není jednotný, konstrukce po rekonstrukci nepředstírá, že je nová, ale naopak odhalí lecos ze své historie. Výsledný vzhled by měl být stálý.

K celoplošné sanaci bylo přistoupeno pouze na podhledu a bocích mostovky, na římsách a na sloupcích zábradlí. V těchto částech byly poruchy, zejména odhalená výztuž, četnější.

Zhotovitel zvolil pro sanaci výrobky řady ResiBond firmy Sanax.

Horní strana oblouku byla před srážkovou vodou ochráněna nátěrem na bázi epoxidehtu.



Obr. 5 – pohled vloženého pole po zvednutí



Obr. 6 – pohled na oblouk po sanaci, patrný nátěr rubu, původní revízní schodiště a odvodňovací žlab

Nátěr se pohledově neuplatní. Ostatní povrchy byly chráněny pouze bezbarvým hydrofobizačním nátěrem, ochranný nátěr nebyl s ohledem na jeho nižší paropropustnost prováděn.

3.4. Sanace kamenných částí konstrukce

Kamenné části původní spodní stavby byly očištěny, hloubkově přespárovány a injektovány cementovou injektážní směsí. Zvětralé kameny byly vyměněny, nebo reprofilovány z umělého kamene. Na nárožích opěr a v některých řadách zdiva byly použity

bloky kamene o výškách cca 90 cm. Tyto bloky byly překvapivě z horšího materiálu než kámen v ostatních částech zdiva. S ohledem na rozměry kamenů nepřicházelo v úvahu přezdívaní, tyto bloky byly zpevňovány chemickou injektáží. Celá konstrukce byla opatřena hydrofobizačním nátěrem.

3.5. Nové svody odvodnění

Mostovka je odvodněna litinovými svody zabetonovanými do stěn podporujících mostovku přibližně ve čtvrtinách rozpětí. Tyto svody jsou vyústěny do otevřených betonových žlabů, které jsou vedeny po rubech oblouků a do kterých je zaústěna i srážková voda, která při větru naprší na oblouky. Žlaby jsou svedeny k patám oblouků, kde jsou zaústěny do šikmých litinových svodů vedených skrz patu oblouku do líce, kde jsou ukončeny a voda z nich padá volně na terén pod mostem.

Systém odvodnění byl funkční, docházelo však k degradaci betonu v místech zabetonovaných svislých svodů. Během stavby se ukázalo, že většina litinových svodů je prasklá. V projektu bylo navrženo koncepci odvodnění zachovat, do původních litinových svodů po pročištění frézováním zasunout nové svody z korozivzdorné oceli a šikmé svody skrz patky oblouků odvrátit jádrovými vrty a osadit nové trubky rovněž z korozivzdorné oceli. Žlaby na rubu oblouků byly přesanovány a opatřeny hydroizolačním epoxydehtovým nátěrem společně s ruby oblouků.

3.6. Nová madla zábradlí

Původní dvojice madel zabetonovaná do sloupků byla vzhledem k nedostatečné výšce nad povrchem římsy a chybějícímu okopníku odstraněna a nahrazena trojicí kotvenou do sloupků pomocí kruhových patních desek a lepených kotev.

4. Zkušenosti z průběhu výstavby

První nepříliš šťastná změna stavbu postihla ještě před zahájením. Projektant, ale i investor a zhotovitel by považoval za rozumné provést napřed ve výluce koleje opravu vložených polí a novou vodotěsnou izolaci a potom teprve sanovat vyschlou nosnou konstrukci, třeba až v další stavební sezóně. Stavbu bylo ale nutné provést v loňském roce a výluka byla umožněna až od druhé poloviny září. Sanovat po výluce v prosinci dost dobře nelze a odložit větší část stavby na příští rok také nebylo možné. Výsledkem byla sanace konstrukcí před zhotovením nových izolací a čerstvé vápenné výluhy na nově sanovaných površích podhledu mostovky.

Odstíny reprofilačních hmot, spárovacích hmot i materiálu na doplnění kamene byly konzultovány s pracovníky národního památkového ústavu, které na stavbu pravidelně docházely. Ve vybraných místech bylo použito zpevňování kamene chemickou injektáží.

Velké obavy z toho, zda se opravdu podaří vložená pole zvednout se naštěstí nepotvrdily. Před zvedáním byly proříznuty spáry na straně nosných konstrukcí, spáry na straně opěr a pilířů vzhledem k jejich půdorysně zakřivenému tvaru nebylo možné proříznout, ale uvolnění spár na jedné straně se ukázalo jako dostačující. Větším problémem potom bylo překvapivě usazení a podlití ložisek a spouštění konstrukcí do původních výšek.

Ani po frézování se nepovedlo zasunout nové svislé svody odvodnění do původních v celé potřebné délce 6 m, ale jen cca 3,5 m. Původní svody tak bylo nutné částečně vybourat.

Během rekonstrukce se ukázalo, že některé betonové sloupky zábradlí jsou utržené a jejich výztuž není zatažena do říms. S některými sloupky bylo možné kývat. Sloupky tak bylo nutné dodatečně přikotvit výztužnými pruty systému Helifix vlepenými do vrtů do říms a drážek na bocích sloupků.

Sanační práce probíhaly od června z prostorového lešení postupně po jednotlivých polích v cca dvouměsíčním cyklu. Po celou dobu stavby byl zachován alespoň v omezeném profilu provoz na obou silnicích procházejících pod mostem v 1. a 3. poli. Ve výluce koleje potom bylo provedeno zvedání a úprava uložení vložených polí a vodotěsná izolace. Úprava uložení vložených polí probíhala ve všech polích současně ze zavěšeného lešení. Montáž nových madel zábradlí byla provedena až po ukončení výluky. Výluka pro loňskou rekonstrukci trvala od 18.9. do 16.11. – celkem tedy 60 dní. Kolik let by v dnešní době trvala výstavba 85 km trati z Turnova do Kralup raději nechci spekulovat.

5. Závěr

Zatím co původní kovové konstrukce viaduktu sloužily 20 a 40 let, betonová konstrukce sloužila do loňské rekonstrukce bez větší opravy a bez vážnějších problémů 90 let. Doufejme, že jí loňská rekonstrukce pomůže k mnoha dalším letům v provozu bez starostí pro její správce.

Hlavními účastníky výstavby byli:

Investor: SŽDC s.o., stavební správa západ

Projektant: TOP CON SERVIS s.r.o.

Stavebně-technický průzkum: Kloknerův ústav ČVUT

Zhotovitel: FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Podzhotovitel sanací betonových konstrukcí a vodotěsné izolace: STATIKA SANACE s.r.o.

Podzhotovitel sanací kamenných konstrukcí: AEROCER spol. s r.o.

Ing. Michal Glöckner, Ing. Ondřej Michal, Geodezie Ledeč nad Sázavou s.r.o.,
Ing. Lukáš Vodehnal, Vintegra s.r.o.

Abstrakt

Předmětem tohoto příspěvku je seznámit účastníky konference s praktickým využitím technologie pozemní radarové interferometrie v železničním stavitelství. Tato moderní bezkontaktní technologie nabízí využití zejména v oblasti monitoringu svislých a podélných deformací mostních objektů. Je využitelná pro měření konstrukcí ocelových, betonových i kombinovaných. Příspěvek nabízí ukázky z oblasti zatěžovacích zkoušek železničních mostů, které proběhly v roce 2015 a při kterých byla, jako doplňková a kontrolní metoda, použita metoda radarové interferometrie. Při těchto experimentech byla tato nová technologie srovnávána s metodami, které se používají v současnosti.



Obr. 1: Interferometrický radar IBIS-S

1. Technologie radarové interferometrie

Radar je elektronický přístroj umožňující identifikaci, zaměření a určení vzdáleností objektu od měřicího přístroje. Pozemní interferometrický radar využívá technologie „soustředěné frekvenční stupňovité vlny (stepped-frequency continuous wave)“ a „diferenční interferometrie (differential interferometry)“ [1].

Technologie „soustředěné frekvenční stupňovité vlny“ slouží k určení vzdálenosti cílového objektu od radaru. Mikrovlnné frekvence jsou vysílány ve velmi krátkých impulzech o velkém výkonu. Vzdálenost detekovaných předmětů je určována na základě časové korelace vyslaného a přijímaného signálu. Využitím této technologie interferometrický radar vytváří jednorozměrný obraz, nazývaný radiální profil odrazivosti. Cíle ve snímaném území jsou rozděleny do radiálních spádových oblastí s konstantním rozpětím nezávislým na vzdálenosti, které lze nazvat radiální rozlišení ΔR .

Metoda diferenční interferometrie poskytuje údaje o posunech objektů porovnáváním fázové informace, získané v různých časových obdobích z vln odražených od objektů. Každá odražená vlna z každé spádové oblasti nese informace o amplitudě $|I(n)|$ a fázi

φn. Interferometrický radar je schopen vyhodnotit posunutí pro každou spádovou oblast. Kvalita vyhodnoceného posunu je úměrná množství odraženého signálu.

Přesnost měření posunů je závislá na kvalitě odraženého signálu. Vysílaný signál se od objektu odráží pod stejným úhlem jako je úhel dopadu a množství odraženého signálu je závislé na materiálu od kterého se signál odráží. Není-li na objektu dostatek bodů s dobrou odrazivostí, je vhodné ho opatřit kovovými koutovými odražeči. Dále je potřeba dbát na to, aby se v sledovaném území nenacházely rušivé elementy, jako vegetace a jiné stavební či konstrukční prvky mimo sledovaný objekt, protože jejich vlivem se měřená data výrazně znehodnocují.

2. Problematika využití pozemní radarové interferometrie na mostech

Pro měření se používá vysoce stabilní koherentní pozemní interferometrický radar např. typ IBIS-S. Radar IBIS-S pracuje v mikrovlnném pásmu se střední frekvencí 17,1 – 17,3 GHz. Při dynamickém režimu radar snímá odražené signály se vzorkovací frekvencí od 10 do 200 Hz. Vzorkovací frekvenci je možno zvolit dle požadovaných nároků na podrobnost výsledků měření, její maximální možná hodnota ovšem klesá s dosahem měření. Dosah měření radarem IBIS je možno dle potřeby zvolit až do maximální hodnoty 1 km. Směrodatná odchylka radarem zaměřených pohybů je dle údajů výrobce v ideálních podmínkách až 0,01 mm. Rozlišovací schopnost jednotlivých sledovaných cílů v radiálním směru, tj. ve směru záměry, je 0,75 m (šířka radiální spádové oblasti). Přesnost měřených posunů, resp. jejich směrodatná odchylka, je závislá na několika faktorech: vzdálenost bodu na konstrukci od radaru, převýšení mezi bodem na mostě a radarem, použitý odražeč (přirozený/umělý koutový odražeč), atmosférické podmínky a druh konstrukce.



Obr. 2: Skutečná a měřená deformace

Předpokládáme-li, že se most pohybuje ve svislém směru, je žádoucí, aby směr záměry radaru co nejvíce odpovídal předpokládanému pohybu. To je výhodnější u vysokých mostů, které jsou pro měření pozemním interferometrickým radarem vhodnější. Protože délka železničních mostů je často větší než jejich výška a často se jedná o relativně dlouhé stavby, nelze pozemním interferometrickým radarem zaměřit posuny najednou na celé konstrukci mostu a k měření je nutno vybrat pouze jeho část. U více pólových mostů nelze většinou jednotlivá mostní pole měřit najednou a je nutno je zaměřovat postupně. Omezením při měření mostních konstrukcí pozemním interferometrickým radarem může být samotné těleso stavby: jeho šířka, členitost, složitost apod. V případě pochybností o spolehlivosti výsledků měření zejména u vzdálenějších bodů je vhodné provést kontrolní měření mostního pole z opačného směru [3].

3. Projekty řešené v roce 2015

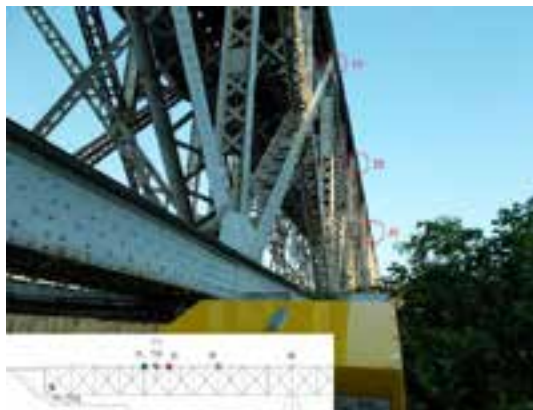
V rámci programu našeho projektu: „Výzkum možností pozemního InSAR pro určování deformací rizikových objektů a lokalit“ ve spolupráci s Ústavem teorie informace a automatizace akademie věd České Republiky jsme v roce 2015 řešili několik úkolů. Prvním byla studie možnosti měření teplotní délkové dilatace ocelových konstrukcí metodou pozemní radarové interferometrie, která byla ověřována na ocelovém železničním mostě v Ratajích nad Sázavou.

Druhým použitím technologie pozemní radarové interferometrie v oblasti železničního infrastruktury v roce 2015 bylo měření pro statický přepočít železničního mostu v km 41,791 na trati Tábor - Písek (přes orlickou přehradu u Červené nad Vltavou). V tomto případě byla tato metoda srovnávána nezávisle s metodami geodetickými, při měření statické části zkoušky a s metodami elektronickými, při měření dynamické části zkoušky.

Třetím využitím technologie pozemní radarové interferometrie v oblasti železničního stavitelství v roce 2015 byla spoluúčast na měření statické a dynamické zatěžovací zkoušky nového železničního mostu na IV. koridoru SO 65-20-01 u Chotovin přes dálnici D3 s využitím pro projekt „Funkčnost a spolehlivost mostů s řídicí tyčí MW“.

4. Ocelový železniční most u obce Červená nad Vltavou

Úkolem bylo určování svislých deformací jednoho mostního pole v průběhu zatěžovací zkoušky ocelového železničního mostu v km 41,791 trati Tábor – Písek přes přehradní nádrž Orlick. Obsahem měření interferometrickým radarem bylo kontinuální měření deformací ve třech daných bodech na prvním poli mostu (Obr. 3). Pro radarovou interferometrii je nutný přístup přímo pod měřenou konstrukci, neboť se jedná o metodu bezdotykovou a na měřenou konstrukci se připevňují jen odrazné prostředky. První pole bylo zvoleno pro svou dostupnost. Druhé pole je celé nad vodní hladinou a ve třetím poli je přímo pod konstrukcí les.



Obr. 3: Rozmístění měřených bodů na konstrukci

V rámci programu statických a dynamických zkoušek konstrukce mostu byly navrženy tři statické zkoušky a šest dynamických. Tedy jedna statická pro každé mostní pole a šest přejezdů různou rychlostí po celé délce mostu. Technologii radarové interferometrie bylo učiněno měření prvního mostního pole během všech dílčích zkoušek.

Statická zatěžovací zkouška prvního mostního pole probíhala podle příslušné „ČSN 73 6209 Zatěžovací zkoušky mostů.“ Mostní pole bylo 15 minut bez zatížení, 15 minut s přitížením a nakonec 15 minut odlehčené. V každém stavu byl postup deformace vyhodnocován po minutě a následně průměrován na celý stav. Vliv teploty byl zanedbáván, neboť se za celou dobu měření změnila teplota vzduchu jen o 0,9 °C.



Graf. 1: Statická zatěžovací zkouška prvního mostního pole - radarová interferometrie

Na grafu č. 1 je znázorněn průběh zatěžovací zkoušky ze záznamu pořízeného radarovou interferometrií. Při měření byla použita snímkovací frekvence 100 Hz. Kladné hodnoty deformace znázorňují pokles konstrukce. Náhlý kmit hodnot směrem dolů v čase přibližně 900 s je způsoben přejezdem zatížení v sousedním poli. V první tabul-

Čas [s]	Bod 11 [mm]	Bod 21 [mm]	Bod 31 [mm]	popis
0 - 940	-0,02	-0,02	-0,03	počáteční stav
990	11,27	12,10	9,95	začátek přetížení čísla 1
1680	11,31	12,34	10,01	koniec přetížení čísla 1
1740	0,01	0,55	0,84	začátek odlehčení čísla 1
2460	-0,27	0,22	-0,49	koniec odlehčení čísla 1

Tab. 1: Výsledky radarové interferometrie

Trigonometrie			
čas	Bod 33,78	Bod 42,31	Bod 59,68
08:19:00	0,0	0,0	0,0
08:36:00	-11,8	-15,6	-8,2
08:50:00	0,0	0,0	0,0

Tab. 2: Výsledky trigonometrie

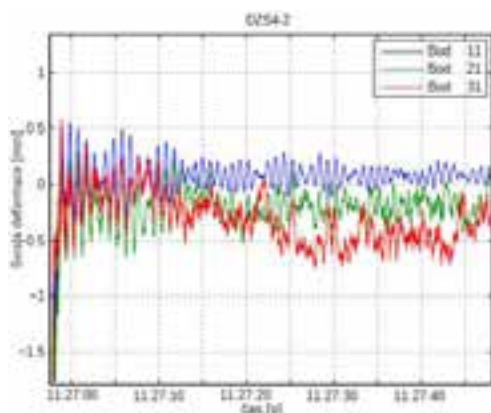
Akcelerační měření			
Tvar	Vlastní frekvence (Hz) elektrostaticky	Vlastní frekvence (Hz) interferometrií	Popis tvaru
1	0,97 Hz	1,00 Hz	Vadkovný ohybový
2	1,19 Hz	1,20 Hz	Vadkovný ohybový
3	2,125 Hz	2,10 Hz	Vadkovný ohybový
4	2,59 Hz	2,44 Hz	Svislý ohybový
5	3,34 Hz	3,34 Hz	Svislý ohybový
6	4,125 Hz	4,20 Hz	Vadkovný ohybový
7	4,34 Hz		Svislý ohybový
8	5,375 Hz		Vadkovný ohybový
9	6,81 Hz		Svislý ohybový
10	8,28 Hz		Svislý ohybový

Tab. 3: Vlastní frekvence měřené akcelerometry a interferometrií

ce jsou výsledky interferometrie (Tab. 1). V druhé tabulce jsou výsledky geodetických měření (Tab. 2).

Při dynamické zkoušce bylo interferometrickým radarem sledováno pouze první mostní pole, proto byly vyhodnocovány pouze jeho dynamické vlastnosti. Byly sledovány svislé deformace v šesti bodech. Jejich pohyby byly podrobeny frekvenční analýze pomocí rychlé Furierovy transformace. U vybraných vlastních frekvencí byly znázorněny i vlastní tvary konstrukce. Jednotlivé dynamické zkoušky byly zpracovávány zvlášť. Tabulka 3. shrnuje všechny naměřené vybuzečné frekvence a vlastní tvary a frekvence naměřené akcelerometry. Z principu radarové interferometrie nelze rozlišit zda se

jedná o kmitání svislé či podélné, tvar torzní či ohybový.

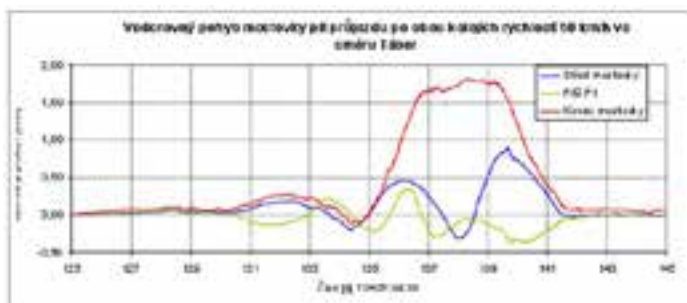


Graf. 2: Kmitání bodů na konstrukci při průjezdu vlaku

Při všech dynamických zkouškách byla zaznamenána nejvýznamnější vlastní frekvence mostovky 1 Hz, která rezonuje s frekvencí 1.2 Hz. Další výrazné vlastní frekvence jsou 2.44, 3.44 a 11.88 Hz. Při vlastní frekvenci 1.0 Hz jsou uzly kmitání na P1 a P2, při frekvenci 2.44 Hz jsou uzly kmitání na podpěrách a ve staničení 38 m od počátku konstrukce. Na následujícím grafu je znázorněn průběh jedné ze zkoušek. Průjezd vozidla směrem na Tábor rychlostí 50 km/h. Jde o graf kmitání tří měřených bodů.

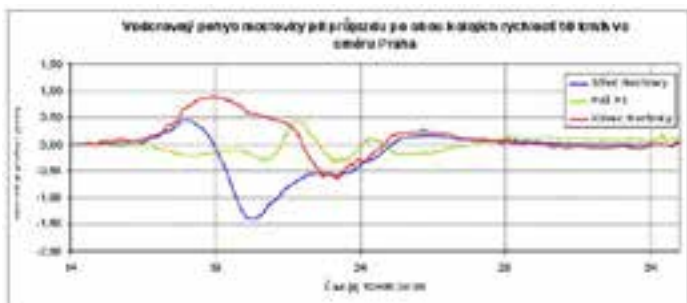
5. Nový železniční most SO 65-20-01 na IV.TŽK

Při dalším ověřovacím měření technologie radarové interferometrie bylo úkolem zaměření vodorovných posunů v průběhu brzdných zkoušek a dynamické zatěžovací zkoušky mostu SO 65-20-01 na IV. Tranzitním železničním koridoru na úseku Tábor - Sudoměřice. Konkrétně dva body na mostní konstrukci (střed rozpětí a pilíř) a na spodní stavbě (pilíř P1). Výsledky měření byly poskytnuty pro využití v rámci projektu „Funkčnost a spolehlivost mostů s řídicí tyčí MW“. Nosná konstrukce mostního objektu o rozpětí 99 m je tvořena Langerovým nosníkem s dolní ortotropní mostovkou



Graf. 3: Vodorovný pohyb mostovky během průjezdu ve směru Tábor

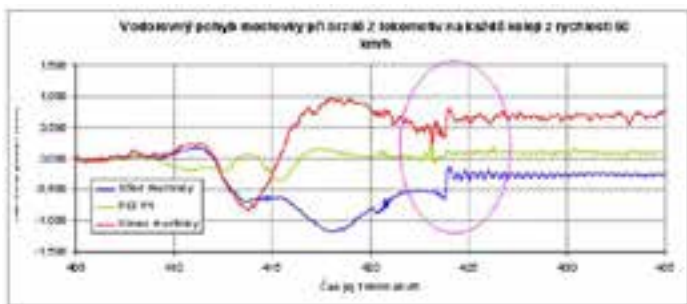
s kolejovým ložem, uloženým na hrncových ložiscích. Opěra OP1 a pilíř P1 jsou železobetonové, monolitické, založené na velkopřůměrových pilotách. Zatěžovací zkouška mostu probíhala v návaznosti na zatěžovou zkoušku mostu dle ČSN 73 6209.



Graf. 4: Vodorovný pohyb mostovky během průjezdu ve směru Praha

Radarovou interferometrií byly zaměřovány vodorovné posuny a deformace konstrukce. Pro zesílení signálu byly na pilíř P1 a na nosnou konstrukci osazeny kovové koutové odražeče. Vzhledem ke konfiguraci měřených bodů a směru určených posunů bylo zvoleno stanoviště na náspu u opěry OP1 po levé straně kolejového lože ve směru staničení. Stanoviště bylo cca. 2 m pod úrovní nosné konstrukce kvůli zajištění viditelnosti bodu na pilíři P1. Měření bylo prováděno v průběhu celé zkoušky.

Data z celého průběhu zkoušky mají vzhledem k vysoké vzorkovací frekvenci 100 Hz velký objem v řádu GB, proto byly z měření vždy vybrány jednotlivé průjezdy respektive brzděné zkoušky. Hodnoty odpovídající jednotlivým zkouškám byly převedeny do formátu tabulkového editoru MS Excel, kde byla data graficky zobrazena. Pro zobrazení byla vyhlazena pomocí klouzavého průměru.



Graf. 5: Vodorovný pohyb mostovky během brzdění ze 60 km/h

Vzhledem k tomu, že měření probíhalo za provozu nad dálnicí D3, byla některá měření ovlivněna průjezdy vozidel. Pohyby výrazných odražečů v zájmovém území způsobí většinou krátkodobý výrazný šum, který ale nemění absolutní hodnoty a filtrací je prakticky možné ho zcela odstranit. Ve výjimečných případech může způsobit fázový skok, kdy se měřené hodnoty prudce změni mezi dvěma odečty. Tyto skoky jsou vždy násobky $\frac{1}{4}$ vlnové délky měření - 4,38 mm a dají se tedy také početně odstranit.

Při jednotlivých zkouškách bylo pomocí rychlé Furierovy transformace (FFT) zkoumáno frekvenční spektrum naměřených pohybů. Pokud byla zaznamenána výrazná frekvence kmitání, je tato také tabulkově a graficky zobrazena.

Vodorovné posuny bodu uprostřed nosné konstrukce jsou pravděpodobně ovlivněny svislým průhybem konstrukce při zatížení, průhyb konstrukce v řádu jednotek cm, který je při zátěži předpokládán, způsobí chybu ve výsledném vodorovném posunu cca. 1 mm. Tuto systematickou chybu je možné odstranit pomocí přibližných hodnot průhybu při jednotlivých zkouškách. Na grafech 3 a 4 je ukázka vodorovného pohybu mostovky během průjezdů zatěžovacích lokomotiv v obou směrech. Na grafu 5 je vodorovný pohyb mostovky při brzdění lokomotiv na mostě.

6. Závěr

Cílem našeho projektu zaměřeného na výzkum využití technologie radarové interferometrie je prosazení této metody mezi stávající v současnosti používané metody a její zrovnoprávnění s nimi. Z toho důvodu provádíme měření podobná ukázkám obsaženým v tomto příspěvku. Zkoumáme využití nejen na ocelových mostech, ale i na mostech betonových a nejen železničních, ale i silničních. Výsledky měření metodou radarové interferometrie a jejich přesnost jsou srovnatelné s dostupnými srovnávacími metodami geodetickými a elektronickými.

Literatura

- [1] TALICH, M., HANKUS, D., SOUKUP, L., HAUSER, T., ANTOŠ, F., HAVRLANT, J., BÖHM, O., ZÁVRSKÁ, M., ŠOLC, J.: *Ověřená technologie určování svislých průhybů ocelových mostních konstrukcí pozemním interferometrickým radarem*. ÚTIA, 2012, 13 s., Dostupné z: www.p-insar.cz
- [2] BERNARDINI, G., GALLINO, N., GENTILE, C., RICCI, P.: *Dynamic Monitoring of Civil Engineering Structures by Microwave Interferometer*, Italy, 2007.
- [3] LIPTÁK, I., ERDÉLYI, J., KYRINOVIČ, P., KOPÁČIK, A.: *Monitoring of Bridge Dynamics by Radar Interferometry*, In: INGENEO 2014, 6th International Conference on Engineering Surveying, Prague 2014, pp. 211–216.

Tento příspěvek byl podpořen Ministerstvem průmyslu a obchodu ČR, v rámci programu TIP, projekt „Výzkum možností pozemního InSAR pro určování deformací rizikových objektů a lokalit“ č. FR-TI4/436.

Ing. Petr Hanzal, Ing. Libor Hájek, Ing. Jan Kubr, Metrostav a.s.

V rámci stavby Rekonstrukce koleje č.1 a 2 Sklené nad Oslavou – Ostrov nad Oslavou byla provedena rekonstrukce celkem jedenácti mostních objektů. Příspěvek bude věnován největšímu z nich a to Mostu v km 76,955 s názvem Viadukt Ostrov nad Oslavou. Most převádí železniční trať (k.č. 1, 2). Nosná konstrukce z r.1949 je železobetonový klenbový viadukt.



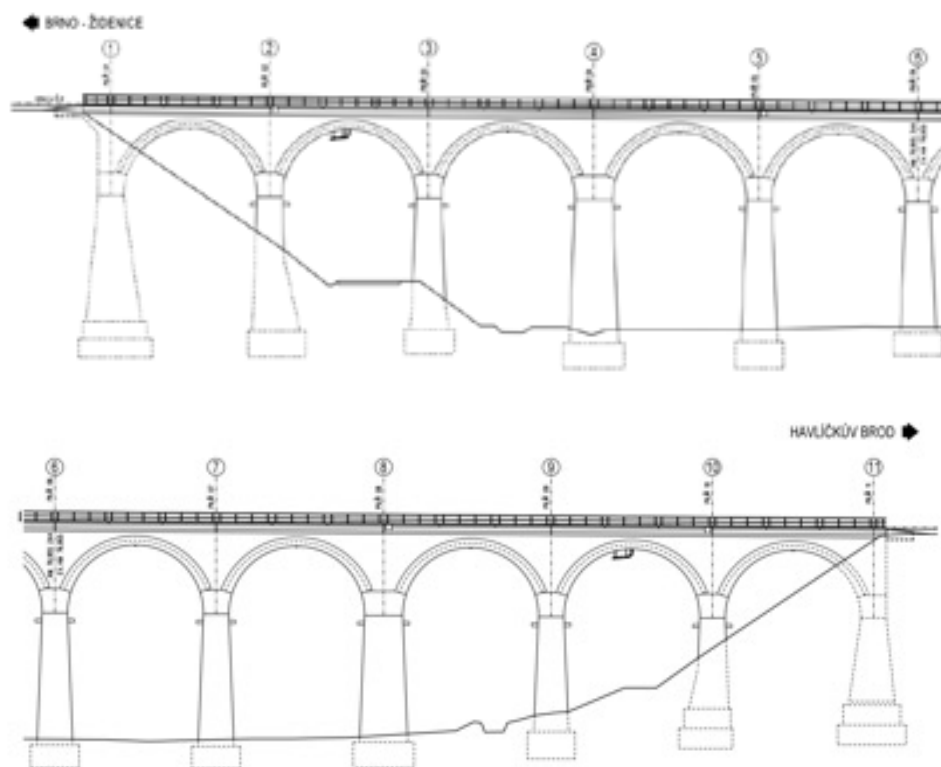
Obr. 1 - Původní stav mostního objektu

1. Původní stav mostního objektu

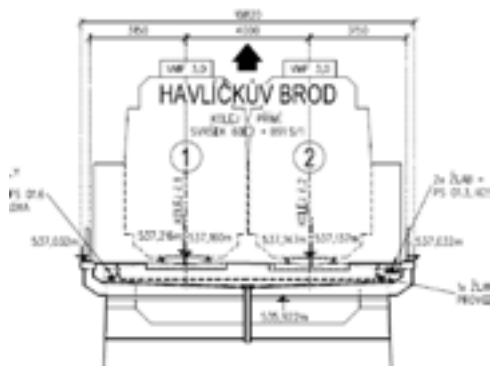
Železniční most převádí dvoukolejnou elektrifikovanou trať Brno – Havlíčkův Brod přes komunikaci II/354 (pole 2), řeku Oslavu (pole 3) a místní komunikaci (pole 9). Nosná konstrukce z roku 1949 je železobetonový klenbový viadukt. Rozpětí kleneb je 17,8 m (otvory 1, 2, 5, 6, 9, 10) a 18,5 m (otvory 3, 4, 7, 8). Délka mostu je 191,36 m, šířka 10,82 m, podélný sklon 8,222‰ klesá (shodně s kolejí č.2). Výška kleneb ve vrcholu je 500 mm a v patě 760 mm. Pod oběma kolejemi je jedna nosná konstrukce rozdělena podélnou pracovní spárou. Světlost betonových kleneb je shodně 15 m, vzepětí 5,2 m. Čelní zdi jsou vysoké 1 až 7 m. Jejich tloušťka je 0,9 až 1,15 m. Spodní stavbu tvoří pilíře 01 až 11. Krajní pilíře jsou zasypané a tvoří opěry mostu. Tloušťka pilířů 01, 02, 03, 05, 06, 07, 09, 10 a 11 je 2,8 m (v patě klenby) až 4,1 m (u základu). Tloušťka pilířů 04 a 08 je v patě kleneb 4,2 m a u základu 5,5 m. Šířka pilířů je 9,77 až 10,84 m. Základy jsou betonové, různé šířky, délky i výšky. Pilíře jsou obloženy kamenem, jádro je tvořeno betonem o velmi rozdílné průměrné pevnosti. Průzkumem bylo zjištěno, že podstatnou část korozních projevů na klenbách a čelních zdech má za následek působení vody z již nefunkčního nebo poškozeného odvodnění mostu. Lokálně bylo možno pozorovat opadávání krycí vrstvy betonu. Stávající krytí výztuže bylo naměřeno 30 mm.

2. Celková koncepce řešení

Na stávajícím viaduktu bude vytvořena železobetonová deska, která bude spolu s římsami tvořit vanu kolejového lože. Deska bude mít příčné dilatační spáry vždy nad osami pilířů. Horní povrch desek bude vyspádován všemi směry do středu každé klenby, kde bude v místě stávajícího odvodňovače vložen nový nerezový odvodňovač průměru 150 mm. Pracovní spáry mezi klenbami a patami kleneb budou sanovány injektáží na bázi epoxidu v plném rozsahu. Klenby a svislé betonové plochy průčelních zdí budou sanovány reprofilační maltou. Hloubka sanace je navržena od 0 do 70 mm dle úrovně poškození. Sanace pilířů bude spočívat v sepnutí kamenného zdiva betonářskou výztuží v každé druhé spáře a její zakotvení do pilířů. Ze zbylých spár bude znovu vyspádováno dalších 20%. Dále budou svislé trhliny v zdivu pilířů přespádovány. Trhliny budou proinjektovány nízoviskózní epoxidovou pryskyřicí. Kolem všech pilířů bude proveden úzký (cca 0.5 m) pruh kamenné dlažby do betonu. Poškozené štetové odláždění pod mostem bude obnoveno s použitím stávajících kamenů. Ze svahových kuželů bude odstraněna náletová zeleň a rostoucí stromy. Před a za mostem bude zřízena zesílená konstrukce prázecového podloží v délce 12 m. Rychlost na mostě je v novém stavu navržena na 120 až 150 km/h. Zábradlí je na obou stranách mostu tedy navrženo na celé délce mostu 3,15 m od os kolejí a vyhovuje pro VMP 3,0.



Obr. 2 pohled zprava



Obr. 3 - Příčný řez středem klenby K5

3. Realizace stavby

Rekonstrukce viaduktu byla prováděna ve třech samostatných stavebních postupech. V roce 2014 byl proveden pracovní postup č.1 – realizace nové ŽB desky pod kolejí č.2. V roce 2015 byl proveden pracovní postup č.2 – realizace nové ŽB desky pod kolejí č.1 a stavební postup č.3 – sanace betonových povrchů a pilířů viaduktu.

Pracovní postup č.1 - 98 denní výluka koleje č.2

Realizace zápor byla prováděna postupným odtěšováním štěrkového lože, instalací zápor profilu 2xU160 a pažin ze dřevěných hranolů tl. 80mm. Vzájemná vzdálenost zápor byla 1,5 m a v oblasti ZKPP 1,0 m. Stěna byla pomocí ocelových šroubových táhel f32 mm ukotvena do vodorovných pažnic na druhé straně koleje č. 1. Po ubourání čelních zdí o cca 0,65 m byl na základě výsledků statických zatěžovacích zkoušek ponechán stávající výplňový materiál kleneb a na něm byl provedena podkladní deska z betonu C16/20 XC1, tl. 100 mm vyztužená KARI sítí 8x100x100. Kotvení nové ŽB desky ke stávající stavbě bylo prováděno trny profilu 25 délky 700 mm umístěnými do čelních zdí pouze nad klenbami v délce 1,5 m na obě strany od středu klenby.

Nad každou klenbou byla realizována ŽB vana s příčnou dilatační spárou nad pilíři z betonu C30/37 XC4, XF3. Vzhledem k různým tloušťkám pilířů mají vany délky 17,78 m a 18,48 m. Jednotlivé desky jsou odděleny v příčném směru dilatační spárou tl. 20 mm. Do spár byl vložen vnější spárový pás a těsnící profil umožňující pohyb +/- 10 mm. Dovnitř spár byla vložena pružná vložka z extrudovaného polystyrénu. Vnitřní povrchy desek jsou střechovitě spádované do odvodňovačů nad vrcholy kleneb, spodní povrch je ve sklonu nivelety koleje č. 2. Z tohoto důvodu je vnější pohledová část v jedné úrovni, ale tloušťka desky je proměnlivá z 250 mm uprostřed na 410 mm po obvodě. Příčný sklon desky 3,3%, podélný 2,6% a 1,0%. Deska je oboustranně vyložená o cca 0,8 m vně stávající čelní zdi. Celková šířka desek je 10,66 m. Na okrajích desky jsou stěny žlabu tl. 300 mm výšky 870 mm, na kterých je provedena římsa šířky 440 mm a výšky 250 mm. V tomto pracovním postupu byla betonována vždy polovina desky s pracovní spárou v podélné ose mostu. Na stěnách vany nad pilíři 02, 05, 08 a 10 byl proveden kotevní blok pro trakční stožár půdorysných rozměrů 730x700 mm. V tomto bloku je umístěn svorníkový koš Y66 – M36x3. Pro realizaci ŽB desek bylo použito posuvné bednění. Vzhledem k potřebě maximálního urychlení prací, byla při betonáži desek zabetonována vždy současně i římsa.



Obr. 4 – Betonáž ŽB desky



Obr. 5 – provedená izolace ŽB desky

Zřízení vrstev izolace

- penetračně adhezní nátěr VERNIS ANTAC cca 0,2 – 0,5 l/m²
- asfaltový pás 1 x NAIP FORCE 4000 DALLE volně ložený, v místě detailů, dilatačních spar, šikmin a svislých ploch, plnoplošně spojený s nosnou podkladní konstrukcí
- geotextilie Netex 500g/m²
- tvrdá ochrana - Beton C30/37-XC2, XF3, XA1 tl. 50 mm, vyztužený ocelovou sítí KARI ø4 mm, oko 100 x 100 mm
- měkká ochrana desky pod římsou - extrudovaný polystyrén tl 50mm + geotextilie Netex 300g/m²
- uchycení NAIP a geotextilie pod ozubem římsy pomocí nerezových lišt š. 40 mm, tl. 3 mm, v horní části začištěných polyuretanovým tmelem Sikaflex PRO 3

V místě dilatační spáry byl po stranách našpachtlován zesilovací pruh NAIP š. 100 mm, přes něj natavený pruh š. 330 mm a následovala výše popsaná izolační vrstva SVI.

Zábradlí je umístěno v souladu s PD pouze na římsách mostu. Je třímadlové, úhelníkové, výšky 1,1m. Sloupky na římsách jsou kotveny přes chemické kotvy M16 dl. 160 mm z horní strany římsy přes patní desku 200/200/16mm.

Pro zjednodušení prací, které byly předmětem pracovního postupu č. 2, bylo realizováno u pažení takzvané zrcadlo. Na nově vybetonované ŽB desce byly umístěny zápor profilu 2xU160 a pažiny ze dřevěných hranolů tl. 80mm. Vzájemná vzdálenost zápor byla 1,5 m. Stěna byla rozepřena pomocí hranolů o stávající pažení a dále ukotvena pomocí ocelových šroubových táhel f32 mm do vodorovných pažnic na druhé straně koleje č. 2.

Polední fázi tohoto pracovního postupu bylo provedení ZKPP na předpolích mostu a dále provedení železničního svršku. Tyto práce nebyly realizovány naší společností.

Pracovní postup č.2 - 91 denní výluka koleje č.1

Druhý pracovní postup byl prováděn ve stejném sledu operací jako postup č.1. Demolice částí stávajících čelných zdí, provedení statických zatěžovacích zkoušek (opět bylo na základě jejich výsledku rozhodnuto o ponechání stávajícího výplňového materiálu

kleneb) a realizace podkladních betonů ŽB desek. Všechny pracovní spáry byly před další betonáží ošetřeny (zbaveny nečistot a povlaku zatvrdlého cementového mléka) a dále byl proveden spojovací můstek. Podélná pracovní spára v úžlabí nové ŽB desky byla opatřena bentonitovým páskem. Pásová izolace v místě této spáry byla zdvojena na šířce 1 m. Následovaly opět betonáže ŽB desek včetně říms realizované pomocí posuvného bednění.

Po realizaci kompletních ŽB desek mohlo dojít k instalaci odvodnění mostu. Horní povrch nových desek je vyspádován do středu každé desky a do tohoto místa byl umístěn nový nerezový odvodňovač. Ten je opatřen lemem pro stabilizaci na místě a při horním povrchu na styku s betonem ŽB desky je po obvodu opatřen bentonitovým páskem.

Desky na koncích mostu odvádí vodu za rub, kde je zachycena v příčné rubové drenáži z perforovaných trubek DN 150 skloněných střechovitě 5% a odvedena mimo mostní konstrukci.

Další postup realizace byl zcela totožný s pracovním postupem č.1 – týkal se provedení SVI instalace nového zábradlí a provedení konstrukčních vrstev železničního spodku a svršku.



Obr. 6 - posuvné bednění pro realizaci ŽB desky

Pracovní postup č.3

Betonové pilíře s kamenným obkladem byly sepnuty ocelovou výztuží $\Phi 8$ umístěnou do každé 2. spáry. Kotvení bylo provedeno pomocí kotevních trnů $\Phi 8$ délky 800 mm vrtaných do jádra pilíře. Kotevní trny byly zality cementovou zálivkou, obvodová výztuž ve spáře byla zaspárována cementovou maltou. Kromě těchto spár bylo provedeno kompletní přespárování pilířů. Při vrtání výše popsaných kotevních trnů byl zjištěn špatný stav betonových konstrukcí pilířů. Na základě výsledků vodních tlakových zkoušek bylo rozhodnuto o provedení výplňové cementové injektáže. Trhliny v kamenném obkladu byly injektovány v celé délce. Injektáž byla provedena pomocí vrtů průměru 10 mm hl. 500 mm umístěných do spár mezi kvádry.

Sanace betonových kleneb byla prováděna z prostorového lešení firmy PERI a vzhledem k velikosti mostu a rozsahu prováděných prací byla rozdělena na tři samostatné fáze.

V každé z těchto fází bylo provedeno:

- Odstranění nesoudržných částí betonu pomocí vodního paprsku a mechanického dočištění.
- Očištění a doplnění zkorodované výztuže. Zkorodovaná výztuž byla doplněna přiložením prutů $\Phi R16$ ke stávající výztuži v délce min. 300 mm od nepoškozených částí. Veškerá obnažená výztuž byla opatřena antikoročním nátěrem.
- Odstranění prachu a zbytků po očištění výztuže tlakovou vodou 160-200 barů.
- Impregnace nátěrem s inhibitory koroze
- Provedení spojovacího můstku
- Reprofilace sanační maltou. Pro části železobetonových kleneb i pro betonové čelní zdi byly použity materiály třídy R3.
- Vyrovnání a uzavření povrchu stěrkou.



Obr. 7 - Provádění sanace betonových kleneb

Současně byly injektovány všechny podélné spáry mezi klenbami a hlavou pilíře, dále lokální místa s degradací betonu prostupující do hl. nad 80 mm. Injektáž byla provedena pomocí vrtů průměru 14 mm v osové vzdálenosti 150-200 mm, hloubky odpovídající tloušťce konstrukce v daném místě. Injektáže byly provedeny nízkoviskózními pryskyřicemi.

Finální dokončovací úpravy spočívali v odláždění jednotlivých pilířů a výtoků drenáže dlažbou z lomového kamene, úpravou svahových kuželů a prostoru pod mostem.



Obr. 8 - Pohled na dokončený most



Obr. 9 - Pohled na dokončený most

Ing. Tomáš Vrba, INFRAM a.s.

1. Úvod

Ocelové mostnice jsou moderní alternativou pro dřevěné mostnice, které jsou nákladné a náročné na údržbu. Ocelové mostnice byly speciálně vyvinuty německou firmou ThyssenKrupp GfT Gleistechnik pro mosty bez průběžného kolejového lože. První povolení k provozním zkouškám této konstrukce bylo uděleno v roce 1999 v Německu železničním spolkovým úřadem.

Cílem vývoje této konstrukce je malé opotřebení s dlouhými intervaly údržby. Výhody této konstrukce jsou prokázány nižšími hodnotami hluku a náklady.

Konstrukce je vyvinuta pro kolejnice tvaru 60E2, 49E1 a 54E3. Pro uložení kolejnic jsou používány příšroubované nebo přivařené žebrované podkladnice. Pružnost je zajištěna elastickým uložením s tlumením vibrací ECF. Nejčastější typ upevnění ocelových mostnic na podélník mostu je pomocí mostního úhelníku, upevnění středící lištou nebo upevnění závěsným plechem (Obr. 1).



Obr. 1 – Upevnění na mostní úhelník, upevnění na středící lištu, upevnění se závěsným plechem

Konstrukce se vyznačuje vysokou spolehlivostí, dlouhou životností, nízkými hlukovými emisemi, nízkými náklady na údržbu, krátkými dodacími lhůtami a snadnou montáží. Není problém ji vyrobit pro jakékoliv výškové uspořádání. Ocelové mostnice jsou opětovně použitelné.



Obr. 2 – Celkový pohled na konstrukci s ocelovou mostnicí

2. Skladba konstrukce:

Konstrukce s ocelovými mostnicemi se skládá z devíti součástí (Obr. 3).



1. kolejnice
2. žebrová podkladnice (Obr. 6)
3. ocelová mostnice – nosník HEB (Obr. 3)
4. navařený plech (Obr. 4)
5. deska regulující výšku - EVA (Obr. 5)
6. pozinkovaný plech – ocel (Obr. 5)
7. základní deska EVA (Obr. 5)
8. mostní úhelník pro fixaci mostnice (Obr. 2)
9. podélník mostu

Obr. 3 - Ocelové mostnice – součásti

Hlavním nosným prvkem je nosník HEB, který se vyrábí ve velikostech 140 až 220 mm (Obr. 4). Nosník HEB je variabilní, snadno opracovatelný (řezání, vrtání, sváření), jeho šířka se rovná výšce. K nosníku HEB je přivařen čelní plech (Obr. 5). Ocelová mostnice (HEB) je šroubem spojena s podélníkem mostu mostním úhelníkem (Obr. 6). Vrtání se provádí až na stavbě. Tím se minimalizují náklady na případnou opravu.



Obr. 4 - Nosníky HEB: 140 – 220 mm

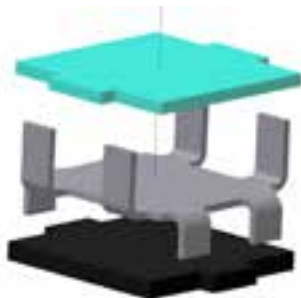


Obr. 5 - Čelní plech



Obr. 6 - Mostní úhelník pro fixaci pražce

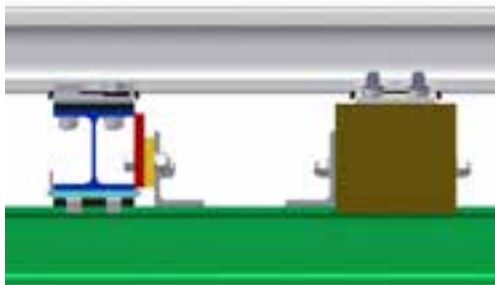
Desky regulující výšku se montují v různých tloušťkách podle potřeby (2, 3, 5, 10 nebo 15 mm). Funkce speciálního pozinkovaného plechu je držet pohromadě desku regulující výšku a základní desku (Obr. 7). Základní deska je 15 mm silná, a pokud jsou na podélníku mostu nýty, obsahuje tato deska drážky. Deska regulující výšku a základní deska jsou z plastické hmoty, která má podobné vlastnosti jako ocel.



Obr. 7 – Deska regulující výšku, speciální pozinkovaný plech, základní deska

3. Srovnání ocelových mostnic s dřevěnými mostnicemi (Obr. 8, tab. 1):

- Stavební výška zůstává zachována – nejsou nutné žádné změny výšky
- Výšku je možné doladit deskou regulující výšku nebo elastickým upevněním s tlumením vibrací ECF
- Fixace mostním úhelníkem
- Ocelové mostnice patří k železničnímu svršku. Ke svařování jsou nutná kvalifikační osvědčení pro svařování železničního svršku.



Obr. 8 – Srovnání ocelových mostnic s dřevěnými mostnicemi

Při prokazování ekonomičnosti ocelových mostnic oproti dřevěným mostnicím byla brána v úvahu délka životnosti mostnic, náklady na materiál, montáž a údržbu, likvidaci / recyklaci.

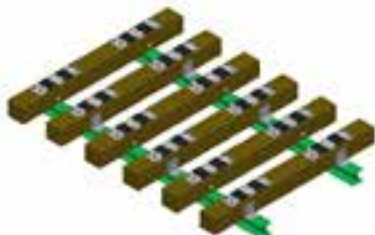
Prokázání ekonomičnosti ocelových mostnic		
	Ocelové mostnice	Dřevěné mostnice
předpokládaná životnost	40 let	20 let
prohlídka/údržba	každých pět let	každých pět let
likvidace	zbytková hodnota (kovový šrot)	skládka (nebezpečný odpad)

Tab. 1 – Prokázání ekonomičnosti ocelových mostnic.

4. Montáž ocelových mostnic (Obr. 9):

Při rekonstrukci mostu jsou nejprve odstraněny stávající kolejnice a mostnice, mostní úhelníky mohou být opět použity v nové konstrukci. Při montáži nové konstrukce se nejprve uloží základní deska, pozinkovaný plech a deska regulující výšku. Následně se pomocí šroubů upevní předem předmontované ocelové mostnice, na které je možné osadit kolejnice, včetně zádržných úhelníků. Na závěr se osazují krycí desky GfK. GfK krycí desky se vyznačují svojí nízkou hmotností, elektrickou nevodivostí, vysokou zatížitelností, variabilitou, rychlou montáží, jsou bezpečné proti skluzu a snižují hluk celé konstrukce.

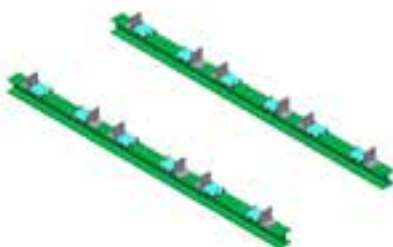
Postup montáže:



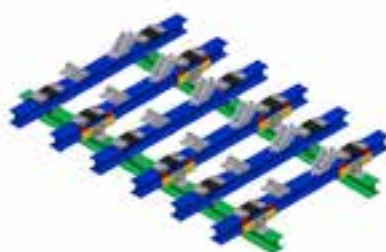
1) Odstranění kolejnic



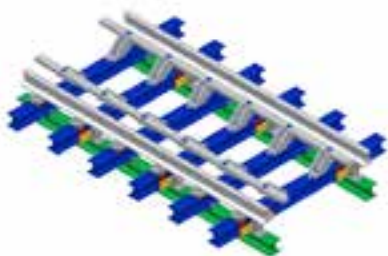
2) Odstranění mostnic, ponechání mostních úhelníků



3) Uložení základní desky, pozinkovaného plechu a desky regulující výšku



4) Upevnění předmontovaných ocelových mostnic



5) Osazení kolejnic



6) Osazení krycích desek

5. Zkušenosti s ocelovými mostnicemi na Slovensku

Ocelové mostnice společnosti ThyssenKrupp byly použity v rámci sítě ŽSR na dvou železničních mostech v rámci stavby „ŽSR, Žilina Teplička, zriaďovacia stanica, 2. stavba, 2. etapa“ SO 2301 Most přes Váh v km 5,230 (Obr. 10 a 11) a SO 2302 Most v km 4,678 na spojovací koleji A2 ze seřazovací stanice Žilina-Teplička (Obr. 12). Stavba byla realizována za účasti výrobce v termínu 06/2011 - 11/2011.

Na uvedených mostních objektech jsou správcem objektu vykonávány pravidelné běžné prohlídky. Poslední podrobná revize, kterou pro ŽSR vykonává Výzkumný a vývojový ústav železnic (VVÚŽ), byla realizována v březnu 2015. Geometrická poloha koleje byla přeměřena měřícím vlakem. Z výstupu z tohoto měření bylo konstatováno, že geometrická poloha koleje na mostech je bez závad.

Použití ocelových mostnic bylo navrženo za účelem oprav železničních mostů vybudovaných v roce 1995 pro snížení dynamického působení zatížení železniční dopravou změnou železničního svršku. K dnešnímu dni nevykazují ocelové mostnice na těchto mostech větší poškození nad rámec běžné údržby.



Obr. 10 – Most přes řeku Váh v km 5,230 u Žiliny



Obr. 11 – Detail upevnění ocelových mostnic na mostě přes řeku Váh



Obr. 12 – Most přes řeku Váh v km 4,678 u Žiliny

Nové ocelové železniční mosty ve Veselí nad Lužnicí

Ing. Jiří Chmelík, Ing. Lukáš Bludský, Ing. Pavel Kýr, EUROVIA CS, a.s.

1. Modernizace trati Ševětín – Veselí nad Lužnicí

V roce 2015 byla dokončena stavba Modernizace trati Ševětín – Veselí nad Lužnicí, II. část, úsek Horusice – Veselí nad Lužnicí. Tato stavba je jednou ze souboru staveb IV. železničního tranzitního koridoru, který zahrnuje úsek tratí ČD z Děčína st. hranice přes Prahu a České Budějovice na státní hranici do Horního Dvořiště.

Účelem stavby bylo uvedení železniční trati a souvisejících staveb a zařízení do technického stavu odpovídajícímu evropským parametrům a standardům. Cílové parametry vyplývaly z mezinárodních dohod AGC a AGTC, k jejichž plnění se ČR zavázala.

Hlavním cílem stavby byla modernizace trati ve smyslu „Zásad modernizace vybrané sítě ČD“, tj. především zvýšení traťové rychlosti do 160 km/h, dosažení přechodnosti kolejových vozidel traťové třídy D4 UIC a ložné míry UIC–GC, umožnění provozu jednotek s naklápěcími skříněmi (NT), zvýšení bezpečnosti provozu vybudováním modernizovaného zabezpečovacího a sdělovacího zařízení a nových nástupišť s mimoúrovňovým přístupem cestujících a zvýšení kapacity a spolehlivosti provozu zdvoukolejněním stávajících jednokolejných úseků trati a celkové zvýšení kvality a konkurenceschopnosti železniční dopravy.

Objednatel stavby je Správa železniční dopravní cesty, s. o., Stavební správa Praha, projekt stavby vypracoval SUDOP PRAHA a.s.

2. Mostní objekty

Na trase železniční trati se nachází řada mostních objektů drážních i silničních, jejichž zhotovitelem byl Závod Mosty a konstrukce EUROVIA CS. Nejzajímavější jsou dva z nich, převádějící nově budovaný úsek trati přes řeku Lužnici a Nežárku v blízkosti města Veselí nad Lužnicí.

Při výstavbě mostů bylo nutno zohlednit specifické územní a krajinné podmínky. Mosty se nacházejí na území chráněné krajinné oblasti Třeboňsko (CHKO), jejíž území je zařazeno do systému biosférických rezervací UNESCO. Řeku Nežárku lemuje regionální biokoridor. Říční niva Lužnice – Nežárka je vyhlášena lokalitou evropsky významnou.

Vzhledem k tomu, že se jedná o oblast mezi dvěma řekami, bylo celé území v rámci projektového návrhu řešeno komplexně z hlediska nebezpečí povodní, resp. ovlivnění průtoků přelozkou trati a vzájemného ovlivňování obou vodních toků. Celá oblast byla řešena pomocí komplexního hydrotechnického modelu. To ovlivnilo podstatně i návrh mostů v rámci zadávacího projektu. Bylo nutno upravit niveletu přelozky, opevnit svahy jejich náspů, stlačit stavební výšku rozhodujících mostních objektů a zařadit do stavby čtyři nové inundační mostní objekty.

3. Most přes Nežárku - SO 45-20-05 Železniční most v km 36,389

Jedná se o novostavbu dvoukolejného železničního mostu o jednom mostním otvoru převádějícího nově budovanou přeložku trati přes řeku Nežárku. Nová přeložka železniční trati křížuje tok řeky Nežárky v úhlu cca 57°. Na levém břehu řeky prochází trasa přeložky v bezprostředním souběhu se slepým ramenem řeky, které má charakter mělkého mokřadu. Asi 300 m pod místem křížení se na Nežárce nachází jez. Terén na obou březích je poměrně plochý, často zaplavovaný vodou.

Ocelová nosná konstrukce mostu byla navržena jako trám ztužený obloukem (Langerův nosník), s dolní ortotropní mostovkou s kolejovým ložem. Opěry jsou krabicové, železobetonové monolitické, s rovnoběžnými křídly, založené na velkopřůměrových pilotách.

Délka mostu je 98,976 m, šířka mostu 13.00 m.

3.1 Zakládání a spodní stavba

Na základě závěrů geotechnického průzkumu je most založen hlubinně. Krabicové opěry jsou založeny na skupinách velkopřůměrových pilot průměru 900 mm opřených do únosného podloží celkové délky 13,3 m pod opěrou OP1 na levém břehu, resp. 4,5 m – 8,5 m pod opěrou OP2 na břehu pravém. Piloty jsou provedeny z betonu C25/30 – XA2 a vyztuženy armokoši standardního provedení.

Po dokončení pilot byly po celém obvodu spodní stavby zabírány štětové stěny pažení stavební jámy, které sloužily následně i jako ztracené bednění základového bloku. Štětové stěny byly ponechány jako trvalé a po zaříznutí do předepsané úrovně tvoří ochranu základu proti vymílání.

Opěry mostu jsou navrženy jako monolitické krabicové se zavěšenými rovnoběžnými křídly. Z horní části opěr jsou vytaženy masivní betonové bloky, které mají funkci ochrany nosné konstrukce před nárazem vykolejeného vozidla. Úložné prahy mají uspořádání standardní pro železniční mosty se spádováním k lici opěry a úložnými bloky pro ložiska. Základový blok je vybetonován z betonu C30/37 – XA2, XF1, ostatní části opěry jsou provedeny z betonu C30/37 – XC4, XF3. Vzhledem ke složitému tvaru je opěra na výšku členěna několika pracovními spárami.

3.2 Nosná konstrukce, výroba a montáž

Nosná konstrukce musela být v dané dispozici provedena jako dvoukolejná, s dolní mostovkou. Navržený trám ztužený obloukem (Langerův nosník) je pro dané rozpětí 77,22 m a stavební výšce 2021 mm optimálním typem konstrukce.

Návrh proporcí nosné konstrukce byl veden snahou o omezení výšky vlastního trámu (výztužného nosníku), který by vzhledem k minimální volné výšce nad hladinou Nežárky neměl působit příliš mohutně. Trám je navržen standardně, jako jednostěnný svařovaný I-profil. Jeho výška činí 3190 mm. Horní pásnice jsou navrženy v profilu P50x820, za závěsem Z2 je horní pásnice odstupňována na tloušťku 40 mm. Dolní pásnice je navržena celá v profilu P50x1000. Odstupňování dolních pásnic zde nebylo vzhledem k průběhu ohybových momentů v trámu účelné. Stojina trámu je odstupňována dle průběhu namáhání z plechu tl. 16 až 40 mm. Trám hlavního nosníku je proveden z oceli řady S355.

Ztužující oblouk je v souladu s požadavky na začlenění mostu do krajiny mírně stlačený. Má vzepětí nad horní pásnicí hlavního nosníku 10,89 m, což odpovídá cca $L / 7,1$. Oblouk má uzavřený truhlíkový průřez, tvaru lichoběžníku proměnné výšky. Výška příčného řezu truhlíku oblouku odpovídá průběhu přidavných vnitřních sil v oblouku. Zvětšuje se z 1100 mm u vrcholu na cca 1500 mm u pat oblouku. Horní pásnice má šířku 1000 mm. Příčný řez oblouku je vyztužen radiálními diafragmaty. Oblouk je proveden z oceli řady S355. Stabilita oblouku je zajištěna podélným ztužením, které sestává ze šesti rámových příčí uzavřeného obdélníkového průřezu o rozměrech cca 500 x 900 mm.

Závěsy jsou navrženy podle vzorových listů Deutsche Bahn jako subtilní tahové prvky se zanedbatelnou ohybovou tuhostí. Jsou zde zkombinovány ploché závěsy se závěsy z ocelové kulatiny. Krajní závěsy jsou provedeny z kruhových tyčí průměru 140 mm, ostatní závěsy jsou navrženy jednotně z plochých profilů P50x270 zesílených podélnými výztuhami P10x30, uspořádanými do tvaru křížového profilu. Dolní styčnickové plechy závěsů jsou přivařeny ke stojině trámu, nahoře jsou všechny závěsy připojeny koutovými svary k příčným diafragmatům oblouku. Rozměry profilů všech závěsů byly posouzeny na aerodynamickou stabilitu a odpovídají doporučením vzorových listů Deutsche Bahn, která mají vyloučit kmitání závěsů vlivem odtrhu vzdušných vírů. Všechny závěsy jsou navrženy z oceli S355 NL.

Ortotropní mostovka byla z důvodu omezení stavební výšky nosné konstrukce navržena s redukovanou osovou vzdáleností příčných výztuh 2860 mm. Příčné výztuhy mostovky jsou navrženy jako svařované obrácené T-profilu. Stojiny všech příčných výztuh mostovky jsou provedeny z plechu tl. 20 mm z oceli S460 NL, dolní pásnice příčných výztuh mezilehlých z profilu P25x400 a dolní pásnice příčných výztuh podporových z profilu P50x1000. Podélné výztuhy ortotropní mostovky jsou v přímém dosahu železničního zatížení provedeny jako trapézové o tloušťce 10 mm, výšce 350 mm a osové vzdálenosti stěn 450 mm. Mimo přímý dosah železničního zatížení (u okraje desky mostovky) jsou podélné výztuhy ortotropní desky navrženy jako páskové. Deska mostovky je z plechu tl. 16 mm.

Nosná konstrukce je uložena na opěry pomocí hrncových ložisek. Vodorovné reakce přesahují hodnoty, které jsou schopny přenést typová ložiska. Prvky pro přenos vodorovné síly musely být oproti standardním ložiskům zesíleny, což přineslo značné problémy při koordinaci s výztuží úložných bločků a představovalo vysoké nároky na přesnost provedení.

Montáž mostu probíhala na předmontážní ploše o rozměrech cca 68,5 x 16,5 m vybudované za opěrou OP2. Na předmontážní ploše byly zbudovány betonové základy o daných únosnostech a rozměrech potřebných pro ustavení podpůrné konstrukce. Podpůrná konstrukce byla umístěna v místech příčných montážních svarů mostovky a hlavního nosníku a na koncích NOK. Pro podepření NOK byly použity typové výškově rektifikovatelné segmentové prvky a celkem 8 výsuvných jednotek o únosnosti cca 450 t (2 x 4 pod hlavními nosníky). Pro montáž konstrukce oblouku a ztužení mostu během výsunu, aby nedocházelo k tlakovému namáhání táhel mostu, byla použita rámová konstrukce.

Konstrukce mostu byla sestavena z jednotlivých celků, výškově rektifikována na podpěrách a svařena. Oblouk se sestává z 2 x 3 segmentů a 6 příčlích, hlavní nosník z 2 x 5 dílů a mostovka z 10 dílů.

Pro montáž mostu přes Nežárku byla navržena optimalizovaná technologie, spočívající v kombinaci výsunu a jeřábu Demag Terex TC 2800. Most osazený na výsuvných jednotkách za opěrou byl tažen pomocí ocelových lan a dvojice tažných zařízení 2 x 300 kN kotvených za protější opěru mostu. Přední část mostu byla zavěšena při výsunu na jeřábu. V tomto případě jeřáb o nosnosti 800 tun nahradil provizorní podpěry, jejich realizace v řece Nežárce by byla problematická. Jeřáb postupně přebíral narůstající zatížení od čela vysouvané ocelové konstrukce až do poloviny hmotnosti, což bylo cca 430 t. Výsun probíhal za synchronizace pohybu jeřábu a tažného zařízení při zmenšujícím se vyložení jeřábu. Výsun byl rozčleněn do 3. částí – podélný výsun, pootočení konstrukce a uložení do finální polohy. Z důvodu půdorysného oblouku trati bylo nutno po cca 62 m výsunu konstrukci pootočit do výsledného směru, překotvit tažné zařízení do nové polohy, výsun dokončit a konstrukci uložit na definitivní ložiska.

4. Most přes Lužnici - SO 45-20-02 Železniční most v km 35,241

Blíže k městské zástavbě se nachází most přes Lužnici. Jde o ocelovou konstrukci o jednom poli s plnostěnnými hlavními nosníky a dolní ortotropní mostovkou s průběžným kolejovým ložem. Délka mostu je 48,8 m, rozpětí 30 m. Výška parapetních nosníků je 3250 mm. Spodní stavba je masivní železobetonová. Most je založen na velkopřůměrových pilotách.

Záměrem projektu bylo navrhnout konstrukci s minimální stavební výškou s ohledem na zprůšněné požadavky pro výstavbu v zátopovém území Lužnice.

Vzhledem k blízkosti městské zástavby jsou na mostě umístěny protihlukové stěny. Navíc je most opatřen antivibračními rohožemi. Jedná se o pryžové rohože s podélnými dutinami, které se pokládají na dno kolejového lože.

4.1 Zakládání a spodní stavba

Spodní stavba byla navržena masivní železobetonová, hlubinně založená. Opěry jsou tvořeny úložným prahem a závěrnou zídou, navazujícím dříkem, rovnoběžnými křídly a celistvým základem pod dříkem i křídly. Opěra OP2 je symetrická s opěrou OP1 dle osy pole mostu.

Základové bloky opěr byly navrženy jako monolitické železobetonové z betonu C30/37 XA2, XF2. Jsou založeny na celkem 16 velkopřůměrových pilotách průměru 1200 mm a délky 10 m. V části základového bloku pod dříkem opěry je 12 pilot ve dvou příčných řadách, v každé části pod rovnoběžným křídlem jsou pak dvě piloty.

Dříky opěr jsou monolitické železobetonové z betonu C30/37 XD3, XF4, rovnoběžná křídla z betonu C30/37 XD1, XF2. Úložné prahy a závěrné zídky jsou monolitické železobetonové z betonu C35/45 XD3, XF4. Na úložném prahu jsou umístěny dva úložné bloky pro osazení ložisek a dvě roznášecí desky pro umístění lisů pro zdvihnutí konstrukce např. při výměně ložiska. Povrch úložného prahu je spádován vždy k lici opěry ve sklonu 4,0 %.

4.2 Nosná konstrukce, výroba a montáž

Nosná konstrukce mostu je navržena jako ocelová trémová s plnostěnnými hlavními nosníky (tzv. parapetní nosník) a dolní ortotropní mostovkou.

Hlavní nosníky jsou navrženy tvaru I. Výška hlavních nosníků je konstantní 3250 mm, tzn. $h = L/9,23$ a šířka 900 mm. Stěna nosníku je opatřena oboustrannými svislými páskovými výztuhami a podélnou páskovou výztuhou na vnitřní straně. Vnější strana je ponechána bez podélné výztuhy. Pásnice hlavních nosníků nemají konstantní tloušťku po celé délce nosné konstrukce. Změna tloušťky (přibližně ve čtvrtinách rozpětí) je navržena vždy směrem k ose nosníku. Celková výška nosníku je tedy konstantní.

Mostovka je navržena jako ortotropní s příčnými výztuhami tvaru obráceného T a podélnými trapézovými výztuhami. Tloušťka plechu mostovky je 14 mm. Nad podporem příčným je provedeno zesílení plechu mostovky na 25 mm v pásu šířky 1000 mm. Vzdálenost příčných výztuh je 3000 mm. Vzdálenost podélných trapézových výztuh je 800 mm. Výška podélných trapézových výztuh je 350 mm, tloušťka plechu je 8 mm. Trapézové výztuhy prochází výřezy ve stojinách příčných výztuh.

Na plech mostovky navazují boky žlabu pro kolejové lože a chodníkový plech připojený k podélné výztuze stěny.

Materiál hlavních nosníků a mostovky je ocel S355. Stěny příčných výztuh jsou z důvodu rovinné napjatosti v okolí výřezů pro prostupu podélných výztuh navrženy z oceli S460NL.

Nosná konstrukce je uložena na spodní stavbu prostřednictvím hrncových ložisek se zdvojenou dolní deskou ve standardní, staticky určité dispozici.

Montáž mostu probíhala na předmontážní ploše o rozměrech cca 32,5 x 12,8 m vybudované za opěrou OP2. Na tuto plochu byl zbudován přístup tak, aby bylo možné jednotlivé montážní segmenty nosné konstrukce mostu na návěsu nákladního vozidla navážet na předmontážní plochu, kde byly pomocí mobilního jeřábu skládány na předem připravené konstrukce uložené na betonových panelech. Podpurná konstrukce byly situovány v místech příčných montážních svarů mostovky a hlavního nosníku a na koncích NOK. Pro podepření NOK byly použity typové výškově rektifikovatelné segmentové prvky podobně jako na mostě přes Nežárku.

Konstrukce mostu byla sestavena z jednotlivých celků, výškově rektifikována na podpěrách a svařena.

Hlavní nosník se sestává z 2 x 3 dílů, mostovka byla rozdělena na 4 dílce.

Z ekonomických důvodů bylo záměrem pochopitelně pro oba mosty využít stejný jeřáb, Demag Terex TC 2800, při jednom nájezdu na stavbu. Vzhledem k tomu, že se u mostu přes Lužnici jednalo o menší a lehčí konstrukci, byl jeřáb schopen osadit celou konstrukci bez kombinace s výsunem. V tomto případě bylo možno celou operaci zjednodušit, obešla se bez instalace výsuvných jednotek a tažných zařízení. NOK byla jeřábem vyzvednuta z pomocné konstrukce na předmontážní ploše a usazena v definitivní poloze na hydraulické systémy s kapacitou 200 t na každém úložném prahu připravené v místech pro výměnu ložisek na úložných prazích. Po usazení konstrukce na provizorní podpory proběhlo osazení klínových desek, podlití ložisek a jejich následná aktivace.

5. Na závěr

Oba popisované mosty díky kvalitnímu návrhu i provádění tvoří dominantu této části nové železniční trati a jsou citlivě začleněny do krajiny. Minimalizace stavebních zásahů do říčních toků a okolního terénu díky zvolené originální metodě montáže mostních konstrukcí jsou dobrým příkladem výstavby šetrné k životnímu prostředí.

Zhotovitelem mostních objektů byla EUROVIA CS, a.s. – Závod Mosty a konstrukce, ocelové konstrukce vyrobili Bilfinger MCE Slaný, s.r.o. a OK Třebestovice a.s., montáž provedli Bilfinger MCE Slaný, s.r.o.



Most přes Nežárku



Most přes Nežárku



Most přes Lužnici

Železniční most v km 30,920 v úseku trati Dynín – Horusice (tzv. "Losí most")

Ing. Jan Sýkora, Ing. Vít Hoznour, PRAGOPROJEKT a.s.

Předmětem článku je popis návrhu a realizace hlubinného zakládání mostu o čtyřech polích ve složitých základových poměrech na přeložce železniční trati u Horusic. Název mostu je odvozen od migrační trasy losy evropského. Most sousedí s připravovaným dálničním mostem na D3.

Celková koncepce řešení mostu

Nový most se nachází v širé trati v oblouku o poloměru $R=2500$ m na přeložce koridorové trati přes Bukovský potok. Nově navržená mostní konstrukce je ocelová roštová konstrukce – spojitý nosník o čtyřech polích $17+23+23+17$ m, samostatná pro každou kolej, se štěrkovým ložem. Konstrukce je na každé podpěře uložena na dvojici hrncových ložisek. Pevné ložisko je umístěno v polovině délky mostu na pilíři P2. Spodní stavba byla navržena masivní železobetonová hlubinně založená. Uspořádání mostu vychází z posudku EIA pro migrační trasu losa evropského.

Průzkumné práce

Při přípravě projektu byl zpracován podrobnější inženýrsko-geologický průzkum jehož výsledkem bylo zhodnocení, že se jedná o složité základové poměry s mělkým horizontem podzemní vody (kvartérní zvodeň), s kvartérními zeminami nepříznivých vlastností (vrstvy rašeliny, středně a vysoce plastické jíly a hlíny) a se zvodněním písčitých sedimentů klikovského souvrství s napjatou hladinou

Technické doporučení pro tuto situaci žádalo jednoznačně realizaci hlubinných základů na pilotách, pro opření pilot využít ulehle jílovité písky klikovského souvrství, resp. velmi slabě zpevněné pískovce (GT typ VII.). Protože při realizaci bude zastihován křídový horizont podzemní vody s vysoce napjatou hladinou, ustálenou prakticky v úrovni povrchu terénu; betonáž pilot bude z tohoto důvodu nezbytné provádět do její ustálené hladiny. Z hlediska klasifikace vrtů zeminy náležejí do I. a II. třídy v poměru 1:1, s nutností hloubení pod ochranou technologického pažení

Podzemní voda vlivem obsahu agresivního CO_2 vytváří středně agresivní prostředí stupně XA2.

Zakládání mostu

Při zahájení prací na hlubinném založení mostu byla zřízena mimosystémová pilota pro ověření podmínek. Po její zatěžovací statické zkoušce byly revidovány parametry pilot jednotlivých podpěr. Tato pilota byla o průměru 1180 mm, dl 15,3 m. Beton a vyztužení bylo totožné se systémovými pilotami. Mimosystémová pilota byla osazena tenzometry a také byla vystrojena vodotěsně uzavřenými ocelovými trubkami pro CHA test. Byla provedena průkazná zatěžovací zkouška mimosystémové piloty při předpokládaném zkušebním zatížení 2500–3000 kN. Konstrukci zatěžovacího mostu tvořil ocelový nos-

ník, který je kotven pomocí lan do kotvících pilot. Při zatěžování piloty nebylo dosaženo při zatěžovací síle 3300 kN předpokládané zatlačení piloty 25 mm (bylo dosaženo 23,3 mm).Mezní stav únosnosti nebyl překročen, průběh zatěžování a hodnoty napětí v pilotě nevybočovaly z obvyklých hodnot.

Vzhledem k přítomnosti podzemní vody a poloze základové spáry pod hladinou podzemní vody byly zřízeny těsněné jímky ze štětovnic.

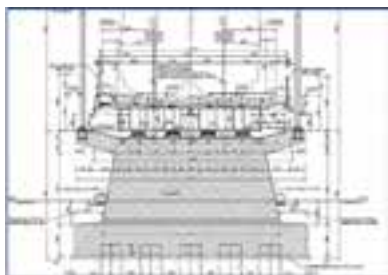
Piloty krajního pole i vnitřních polí procházejí geotechnickým prostředím jílovitých zemin vysoké plasticity, ve větších hloubkách střídaných polohami nesoudržných písčitých zemin. V blízkosti terénu se nacházejí v profilu i vrstvy zemin typu rašelina. Hladina podzemní vody je v blízkosti terénu a je agresivní obsahem CO₂. Horní poloha geotechnického profilu byla po betonáži pilot poté odtěžena v půdorysu štětovnicové jímky do úrovně pro podkladní beton.

Jakost betonu pilot dle ČSN EN 206 C 25/30 - XC2, XA2, betonářská výztuž B500B, krytí jmenovité 75 mm k výpažnici, provádění betonáže pod vodou. Do vybraných pilot byly osazeny ocelové trubky pro CHA test.

Hlava piloty byla ukončena pod úrovní terénu, bylo provedeno nadbetonování o 500 mm, to bylo po odtěžení zeminy na základovou spáru podopěry odbouráno do úrovně 75 mm nad základovou spáru. Nad tuto definitivní úroveň je vysazen armokoš pro napojení výztuže základu podopěr.

Pro každou opěru bylo navrženo 14 pilot o průměru 1180 mm, dl. 15,00 m, pro O2 délka 16,5 m. Na základě provedené zatěžovací zkoušky a dalšího vyhodnocení podkladů geologického průzkumu byl aktualizován rozsah hlubinného založení podpěr tak, že pro opěru O1 bylo realizováno 19 pilot o průměru 1180 mm, dl. 10,50 m a pro opěru O2 bylo realizováno 14 pilot délky 13,30 m.

Pro pilíře bylo navrženo pro P1 16 pilot o průměru 1180 mm, dl. 15,00 m, pro pilíř P2 22 pilot o průměru 1180 mm dl. 15,00 m a pro pilíř P3 16 pilot o průměru 1180 mm dl. 16,00 m (pod úrovní základové spáry opěr). Návrh byl aktualizován a bylo realizováno pro pilíř P1 22 pilot o průměru 1180 mm, dl. 10,00 m, pro pilíř P2 22 pilot o průměru 1180 mm dl. 12,60 m a pro pilíř P3 16 pilot o průměru 1180 mm dl. 13,10 m.



Obr. 1 Příčný řez mostem



Obr. 2 Zatěžovací zkouška mimosystémové piloty

Spodní stavba mostu

Základové desky pilířů a opěr jsou navrženy proměnné výšky se skloněným horním povrchem usnadňujícím odvodnění. Beton základů je třídy C 30/37 - XC2, XA2, XF3 – pro agresivitu způsobenou CO₂, výztuž B500B. Základy jsou vybetonovány na pod-

kladní vrstvě z betonu C 25/30 tl. 200 mm. Základové desky pilířů P1 (16,65 x 6,40 m), P2 (13,40 x 8,40 m) a P3 (13,40 x 6,40 m) jsou různě výškové osazené. Minimální výška základů pilířů na okraji činí 1200 mm, horní povrch je spádovaný. Povrch základů je opatřen izolačním nátěrem 2*ALN+ALP proti stékající vodě.. Půdorysné rozměry základové desky opěry O1 činí 15,5 x 6,40m, opěry O2 12,00 x 6,40 m. Při návrhu byly posouzeny i účinky nerovnoměrného sedání a poklesu podpěr.

Nová spodní stavba byla navržena masivní železobetonová. Vybudována byla v jedné etapě v rámci přeložky tratě v daném úseku. Dříky pilířů mají stěnový charakter v konstantní tloušťce stěny 1300 mm, v pohledu je tvar lichoběžníkový. Úložný práh pilířů (výšky 1,0 m) má stejnou šířku jako dřík. Beton dříků včetně úložných prahů je třídy C 30/37 – XC4, XD1, XF3. Plochy dříků jsou opatřeny profilováním povrchu betonu s hloubkou dezénu do 20 mm. Na pilíři P2, kde je umístěna podpěra trakčního vedení, je úložný práh oboustranně vykonzolován přes obrys dříku.

Úložné prahy pilířů jsou střechovitě spádované (5%) od osy pilíře. Na úložném prahu jsou umístěny pro každý most dvojice železobetonových úložných bloků pro hrncová ložiska. Úložné bloky jsou z betonu totožné kvality jako dřík, vyztužené dtto. Vně úložných bloků jsou do prahu osazeny ocelové desky z P25*350-350 kotvené pomocí trnů do betonu pro osazení lisů pro zdvih mostu při výměně ložisek. Výška úložného bloků byla aktualizována dle dodavatele ložisek včetně zahrnutí výšky podlití plastmaltou 25 mm.



Obr. 3 Odtěžování zemin v jímce



Obr. 4 Piloty základu podpěry po odtěžení

Dříky opěr jsou zhotoveny v tloušťce 2,35 m, na dříky navazují kolmé stěny šířky 1,0 m pro zavěšená křídla, která vycházejí z úrovně nasazení úložného prahu na dřík opěry. Beton dříků včetně úložných prahů je třídy C 30/37 – XC4, XD1, XF3. Plochy dříků jsou opatřeny profilováním povrchu betonu s hloubkou dezénu do 20 mm.

Závěrná zeď byla zhotovena v tl. 450mm, v horní části s konzolou pro uložení mostního závěru. Šířka mezi koncem nosné konstrukce a lícem závěrné zdi je min. 600mm. Výška pro průlez je min. 975mm. V místě průchodu kabelových tras je v závěrné zdi vynechán otvor, který zasahuje i do horního povrchu závěrné zdi, aby byla umožněna manipulace s kabely.

Na závěrnou zeď a na dřík opěry navazují kolmou stěnu zavěšená křídla – jakost betonu a vyztuž dtto jako dřík opěry. Křídla mají skloněný horní povrch podle přechodu z uzavřeného do otevřeného uspořádání kolejového lože. Vzhledem k šířce křídla je na spodním povrchu provedeno zkosení tvaru, aby zhutnění zeminy v okolí spodního povrchu křídla bylo kvalitní a nebylo zdrojem budoucích poruch.



Obr. 5 Armokoš základu podpěry.



Obr. 6 Armokoš základu opěry



Obr. 7 Částečně zasypané křídlo opěry



Obr. 8 Pohled na pilíř

Nosná konstrukce mostu

Samostatná ocelová, plnostěnná, trémová, půdorysně kolmá konstrukce o čtyřech polích (17,0+23,0+23,0+17,0 m) s horní ortotropní mostovkou a průběžným kolejovým ložem. Jedná se o dvoukolejný železniční most a na každém samostatném mostě je vedena 1 kolej. Konstrukce přemostuje Bukovský potok a inundační území, kolej na mostě je v oblouku ($R_1=2500$ m, $R_2=2504$ m) ve výškovém zakružovacím oblouku.

Plechová mostovka je navržena z plechu tl. 25 mm. Mostovka je navržena bez podélných výztuh. V příčném řezu je kolejový žlab spádován střechovitě ve sklonu 3%. Pro vytvoření žlabu KL je mostovka vně koleje doplněna stěnou ve sklonu 4:1.

Plech mostovky je vyztužen příčnými výztuhami průřezu obráceného T-profilu. Stěna příčné výztuhy je z plechu tl. 12 mm, pásnice výztuhy je profilu P16×200. Výška příčné výztuhy včetně tloušťky mostovky je 360 mm. Příčné prvky jsou ve vzdálenosti 1/8 rozpětí krajního pole a v 1/11 rozpětí vnitřního pole. Na vnějších konzolách příčných výztuh jsou osazeny styčnickové plechy sloužící pro upevnění sloupků zábradlí.

V místě uložení na ložiska v místě podpěr jsou hl. nosníky propojeny příčnickem, jehož výška odpovídá výšce hl. nosníků. Min. výška příčnicku je v úžlabí mostovky 1,248 m. V místě opěr má příčnick tloušťku stěny 14 mm a dolní pásnice z plechu P25. V místě pilířů je stěna příčnicku z plechu P22 a dolní pásnice z P50. Tvar dolní pásnice příčnicku odpovídá rozměrům připojovaných ložisek

Hlavní nosníky jsou přes nadpodporové příčnické osazeny na ložiscích. Krajní hlavní nosníky mají výšku 1255 mm, vnitřní pak 1285 mm. Dolní povrch pásnic hlavního nosníku je průběžný, změna tloušťek pásnic je vždy provedena směrem do stěny hl. nosníku s ohledem na montáž zásunem. Tloušťky jsou v rozmezí od 25 mm do 50 mm. Nosná konstrukce je navržena z oceli S355J2+N dle ČSN EN 10025.

V úžlabí u chodníků jsou po max 3,00 m umístěny odvodňovače s odkapem na terén.

Pro manipulaci mostu po dobu provozu jsou u ložisek navrženy výztuhy pro podepření nosné konstrukce např. při výměně hrncových ložisek. Pro zdvih budou nutné na opěrách lisy pro břemeno 1000 kN a na pilířích pro max.břemeno 3500 kN.

Most byl z místa montáže za opěrou zasunut v ose koleje do polohy úložných čar nad ložisky a spuštěn na podpěry. Podpěry mostu byly doplněny dočasnými podpěrami pro posun konstrukce. Výsun byl proveden bez výsuvného nosu. Každý most byl rozdělen do celkem 8-i montážních dílů (příčné dělení ve vrcholu lomu mostovky, podélně délky 23,15+11,70+23,00+23,15m). Hmotnost nejdelšího dílu je 41 tun. Nadvýšení konstrukce nebylo navrženo, nedosahuje 20 mm.

Vybavení mostu

Všechna ložiska na mostě jsou hrncová, vložená mezi dvě další ocelové desky, aby byla možná výměna ložiska v průběhu životnosti mostu. Ložiska jsou usazena na podpěry na úložné žebet. bloky z betonu C 30/37 – XC4, XD1, XF3 na vrstvu plastmalty. tl. 20-30mm dle VTD ložisek. Ložiska na opěrách jsou zatížena i tahovou silou- proto jsou osazeny zářáčky proti zdvihu vně ložiska. Ložisko pevné pro přenos brzdných sil je na pilíři P2.

MDZ jsou vodonepropustné, vyhovují pro celkový max. posun NK 41,3 mm (prodloužení 19,4 mm, zkrácení 21,9 mm). MDZ kopíruje při přechodu z nosné konstrukce na opěru tvar kolejového lože v příčném řezu. Lamely závěrů budou jsou kotveny oky v horní části závěrné zídky opěr a přivařeny k ocelové nosné konstrukci ve výrobě.



Obr. 9 Výsun NOK mostu



Obr. 10 Montážní plocha při výsunu

Podélná spára mezi nosnými konstrukcemi je překryta deskami z PEHD s centrovacími prvky. Desky výšky 15mm jsou opatřeny vyfrézovanými drážkami pro odvod vody pod most resp. do žlabů v místech nad podpěrami. Desky jsou pro zajištění polohy po délce mostu opatřeny rybinovými zámkami, aby byla zajištěna jejich krycí funkce a poloha po délce konstrukce. Materiál desek vykazoval velkou teplotní roztažnost, pro další použití tohoto řešení je nutné najít vhodnější materiál.

Prostor boků nosné konstrukce pod podlahami je zakryt pomocí panelů, složených z ocelové úhelníkové rámy a plně vevařenou výplní z tahokovu tl. 3 mm. Rámy jsou opatřeny úchyty pro osazení na protikusy na ocelové konstrukci mostu.

Odvodnění mostu je primárně zajištěno příčným sklonem povrchu žlabu kolejového lože. Příčný sklon plechu nosné konstrukce je střechovitý, voda je odváděna jednak

směrem k boku kolejového lože, do úžlabí do lokálních odvodňovačů, jednak do podélné spáry mezi kolejemi. Příčný sklon v kolejovém žlabu je 3%, žlab je opatřen nástříkovou bezešvou izolací. Srážková voda je svedena pomocí svislých odpadních trub a odtékající voda se vsakuje do terénu pod mostem, resp. podélná spára mezi kolejemi odvádí vodu nesoustředěně odkapem po celé délce spáry, kromě krátkých úseků nad podpěrami, kde je umístěn nerezový žlab pro odvod vody mimo povrch podpěry. Trouby odvodnění i nerezový žlab jsou provedeny z nerezové oceli 1.4401.(A4).

Zatěžovací zkoušky a měření

Po dokončení první etapy prací byla na mostě provedena statická zatěžovací zkouška. Dynamická zatěžovací zkouška proběhne na jaře 2016 a bude doplněna měřením napětí v kolejnici a dále měřením posunu spodní stavby radarovou interferometrií při souběžném brzdění dvojic hnacích vozidel současně v obou kolejích.

Závěr

Most přes Bukovský potok byl úspěšně realizován ve složitých základových poměrech. Dosud provedená měření sedání potvrdila správnost technického řešení založení mostu i přilehlého zemního tělesa. Postup výstavby mostu respektoval tyto základové poměry. Projekční i realizační tým věří, že most bude objektem splňujícím požadavky na hospodárnost, estetické začlenění do krajiny, na dlouhodobou trvanlivost a že bude úspěšně sloužit příštích sto let.



Obr. 11 Krytí podélné spáry mezi mosty



Obr. 12 Navážení štěrku na stříkanou izolaci



Obr. 13 Pohled na dokončený most



Obr. 14 Pohled na opěru mostu

Objednatel: SŽDC s.o., Stavební správa západ
Projektant: IKP Consulting Engineers, s.r.o.
AD: IKP Consulting Engineers, s.r.o., PRAGOPROJEKT a.s.
Realizace objektu: FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby - a.s
pro STRABAG Rail a.s – Kolejová výroba Východ
Fotodokumentace je z archivu zpracovatele projektu, TDI a dodavatelů stavby

Monitoring přechodových oblastí mostních objektů

Ing. Jaroslav Demuth, Ing. Ladislav Šašek, CSc., Ing. Michal Mazanec, Safibra, s.r.o.

Příspěvek popisuje zkušenosti s časově omezeným on-line monitoringem přechodových oblastí železničních mostních objektů budovaných za provozu, kde v oblasti za opěrou mostu může docházet k nadměrnému sesedání náspu. Technologie je založena na optických metodách a pokud je třeba, na pasivní instalaci bez potřeby napájení elektrickým proudem v místě monitoringu. On-line monitorování umožňuje automaticky přijímat okamžitá opatření, pokud dojde k překročení nastavených limitů a je použitelné i v případech, kdy dochází k podvrtávání náspu nebo jiným činnostem v jejich okolí.

Popis problému

V současné době je velmi aktuálním problémem narůstající intenzita provozu na pozemních komunikacích, která se rok od roku neustále zvyšuje a působí tak velmi negativně především v hustě obydlených oblastech. Jedním z průvodních jevů je skutečnost, že se stále častěji tvoří kolony vozidel na železničních přejezdech, zvláště tam, kde dochází ke křížení pozemní komunikace s frekventovanými železničními tratěmi. Proto se v Evropě přistupuje k budování podjezdů popř. jejich rozšiřování tam, kde už v nějaké podobě byly vybudovány v minulosti, ale s nárůstem silničního provozu jejich kapacita nevyhovuje. Podjezdy pak jednak zabraňují katastrofálním následkům střetu motorových vozidel a vozidly kolejovými a jednak mají pozitivní vliv na plynulost silniční dopravy. V dnešní době je však nutností budovat tyto podjezdy za plného provozu na železniční trati, což sebou nese rizika v podobě sesedání náspu v bezprostřední blízkosti budovaného podjezdu, v důsledku čehož může docházet k deformaci kolejového svršku a tedy nebezpečí pro projíždějící vlakové soupravy. Smyslem on-line monitoringu je odstranit nutnost častého opakovaného geodetického zaměřování systémem, který bude sledovat absolutní změny on-line a zároveň nebude složitá jeho instalace a následně de-instalace po ukončení výstavby. Dalším požadavkem je nezávislost na připojení k elektrické síti, kterou nelze vždy v místě monitoringu zajistit. Zároveň je možné tento systém využít pro monitoring vlivu i jiných činností v okolí železničních náspu, jako je např. jejich podvrtání, sanace apod.



Obr. 1 Rozšiřování podjezdu za plného provozu

Monitorovací systém ObjectSense

Firma Safibra s.r.o. vyvinula systém ObjectSense, který je ve své podstatě optovláknovým systémem kombinovaným s free space optikou, který je určený k monitorování absolutního posunu (v tomto případě vertikálního poklesu) sledovaného bodu v čase a to jak staticky tak dynamicky. Systém vyzařuje z optického vlákna laserový paprsek na reflektor a odražené světlo je následně detekováno prostřednictvím optických vláken a signál je dále analyzován, matematicky zpracován a výsledná informace udává velmi přesně posun sledovaného bodu. Systém je schopen vyhodnocovat absolutně (v mm) pokles kolejnic v důsledku činností prováděných v okolí kolejového spodku stejně jako dynamické poklesy způsobené průjezdem kolejových vozidel. Systém je vzhledem ke svému principu založeném na využití optovláknové techniky plně imunní vůči elektromagnetickému záření. Hlava systému je s vyhodnocovací jednotkou propojena pouze optickým kabelem, přičemž vyhodnocovací jednotka může být od měřicí hlavy vzdálena několik set metrů až několik kilometrů. To předurčuje systém ObjectSense k používání i ve velmi složitých podmínkách, kam je obtížné nainstalovat jinou měřicí techniku, přivést napájení nebo provádět pravidelná geodetická měření apod. Přesnost měření je však podmíněna vybudováním stabilního, nejlépe betonového podstavce, na který se zafixují měřicí hlavy. Příklad řešení takového podstavce je na obrázku č. 2



Obr. 2 Stabilní podstavec pro fixaci hlav systému ObjectSense

Je zřejmé, že čím je tento podstavec stabilnější a čím méně je náchylný k přenášení vibrací od projíždějících vlakových souprav na měřicí hlavy, tím přesnější výsledky měření lze očekávat. Nevýhodou současné verze systému ObjectSense je stále ještě poměrně krátká vzdálenost mezi měřicí hlavou a reflektorem, která v současnosti dosahuje maximálně 8 m. Vývoj systému stále pokračuje, zadání, které jsme dostali od konečného zákazníka je vzdálenost do 20 m, která by měla být dostatečná pro většinu kolejových svršků. Současná verze systému (tj. se vzdáleností hlavy od reflektoru do 8 m) je schopná detekovat vertikální posun v rozsahu do cca 50 mm s přesností 1% měřicího rozsahu. Princip měření plně funkčním systémem se dvěma měřicími hlavami je na obrázku č. 3.



Obr. 3 Princip měření nainstalovaným systémem ObjectSense

Vlastní vyhodnocovací jednotka ObjectSense

Vyhodnocování paprsku odraženého od reflektoru zpět do hlavy systému ObjectSense se provádí v jednotce, která, jak již bylo uvedeno, je s hlavou propojena optickým kabelem a může být vzdálena až několik kilometrů od místa měření. Jednotka je schopná vyhodnocovat měření z max. dvou měřících hlav a to vzorkovací frekvencí 1kHz. Jednotka potřebuje připojení jak k elektrickému napájení, tak také k internetu a může být konfigurována a řízena ze vzdáleného místa. Je vybavena vlastním PC, které pracuje na operačním systému Linux, je vybaveno SSD diskem s kapacitou 120 Gbyte pro ukládání dat, komunikuje přes protokol TCP/IP nebo Modbus a je vybaveno rozhraním Ethernet, 2x USB, HDMI a RS485. Kromě toho je jednotka vybavena 4x relé se dvěma úrovní alarmů. To umožní po nakonfigurování jednotky a nastavení úrovní alarmů okamžitou odezvu v případě překročení limitů a to buď odesláním zprávy odpovědným osobám nebo provedením příslušné akce bez dalších rozhodovacích mezistupňů.



Obr. 4 vyhodnocovací jednotka systému ObjectSense

Systém BendLine

Kromě systému ObjectSense určenému k monitorování absolutního vertikálního posunu sledovaného bodu v čase má firma Safibra ve vývoji stále technologii pro monitoring relativních posunů v přechodové oblasti, tzv. systém BendLine. Tento systém monitoruje relativní změny (pokles) kolejnice v podélném směru. Monitorování bylo nejprve prováděno lepením řady do série propojených senzorů přímo na kolejnici v délce několika metrů, ale protože monitoring probíhá pouze v průběhu provádění stavebních prací s časovým přesahem po jeho ukončení a nalepené senzory není možné odinstalovat a použít na dalším projektu, byl vyvinut speciální profil (BedLine), který je tvořen nosným profilem a řetízkem propojených senzorů a po ukončení výstavby může být demontován a použit na další projekt. U tohoto systému se využívají optovláknové senzory typu FBG, kterými se monitoruje mechanické napětí v kolejnici v podélném směru a speciálním matematickým algoritmem se určí relativní deformace kolejnice v závislosti na vzdálenosti od opěry mostu.. Z toho se pak určí profil poklesu železničního svršku / spodku do vzdálenosti zpravidla 20 m za opěru budovaného mostu (podjezdu). Tato technologie je založena na jiném principu než systém ObjectSense, vyžaduje tedy jinou vyhodnocovací jednotku, v tomto případě jednotku FBGuard schopnou vyhodnocovat FBG mřížky. Lišta Bendline instalovaná na kolejnici je na obrázku č.5.



Obr. 5 Lišta s řetízkem FBG senzorů instalovaná na kolejovém svršku

Tato technologie byla ověřena na celkem 6 projektech, přičemž kromě monitoringu přechodových oblastí sloužily její výsledky k postupnému vylepšování senzorových profilů i k upřesnění interpretace naměřených výsledků a jejich využití pro provoz na trati, tj. nepřerušování provozu během stavebních prací. Na této technologii probíhají stále vývojové práce, ale i ve formě, která je nyní k dispozici ji lze využívat.

Závěr

Oba systémy, jak systém ObjectSense pro monitorování absolutního posunu sledovaného bodu, tak systém BendLine pro sledování relativní deformace železničního svršku v závislosti na vzdálenosti od opěry mostu byly v praxi ověřeny na více než 10 projektech. Monitoring posloužil nejen k zabezpečení jednotlivých akcí, ale zároveň poskytuje cenná data pro další vylepšení obou systémů tak, aby se staly standardní

komerční technologií, o čemž svědčí narůstající zájem našich zákazníků i víceméně bezporuchový on-line provoz stávajících monitorovacích systémů.

Literatura:

Projekt TA01011650 - Výzkum a vývoj aplikací dielektrických snímačů pro měření přetvoření v geotechnice.

Projekt FR-TI3/609 - Výzkum a vývoj detekce a kontrolního sledování kritických míst geotechnických konstrukcí zejména podzemního stavitelství, báňského průmyslu i ostatních inženýrských staveb.

Záleský, J., Záleský, M., Šašek, L., Čáповá, K.: IN-SITU TESTING OF FBG DEFORMATION SENSORS WITH USE OF A NEW TEST BEAM, 5iYGEC (Fifth International Young Geotechnical Engineer Conference), Paris, 2013.

Záleský, J., Záleský, M., Koska, B., Pospíšil, J., Čáповá, K., Jon, J. Demuth, J. (2013): Landslide Mapping and Monitoring Concept, JISDM 2013 (2nd Joint International Symposium on Deformation Monitoring), Nottingham, Spojené království.

Záleský, J. - Záleský, M. - Dořičák, J. - Čáповá, K. - Kozel, M.: Application of Fibre Optics for Slope Stability Monitoring. In: Zborník 11. Slovenskej geotechnickej konferencie. Bratislava: Slovak University of Technology, 2013, p. 594-605. ISBN 978-80-227-3950-4.

