



27. ročník konference



SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

19. ledna 2023

Pořadatelé

Mediální partner

ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY 2023

setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů

SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

27. ročník konference

1. vydání, 2023

Vydavatel: SUDOP PRAHA a.s.

Praha 3, Olšanská 1a, 130 80 Praha 3

ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY 2023

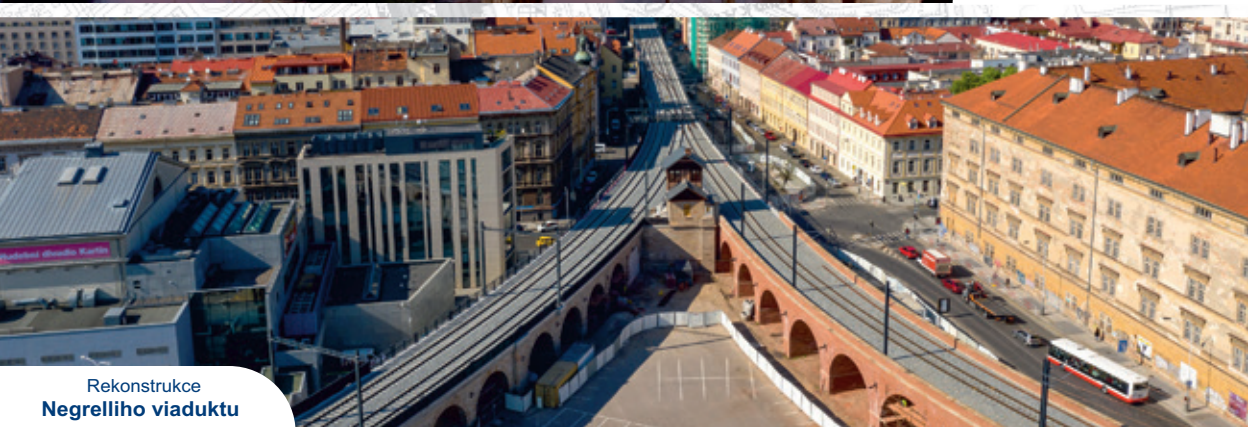
setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů



Rekonstrukce
Vilémovského viaduktu



Modernizace trati
Sudoměřice - Votice



Rekonstrukce
Negrelliho viaduktu

Mostní díla roku:

- 2020 - Negrelliho viadukt
- 2018 - Železniční mosty v ulici Mikulášská
- 2016 - Železniční most přes Úslavu v Plzni
- 2015 - Přemostění dálnice D3 a železniční estakáda v traťovém úseku Tábor - Sudoměřice u Tábora
- 2014 - 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 jezernický viadukt Cihelný
- 1998 - Železniční most na trati Plesná - Cheb





Příští stanice: Svět

**Modernizace klíčových úseků
trati z Prahy na letiště
a do Kladna začíná.**



Spolehlivě.
Bezpečně. Ekologicky.
Vaše budoucnost
na našich kolejích.

www.spravazeleznic.cz

OBSAH

1	Projekt – Optimalizace traťového úseku Děčín východ–Děčín-Prostřední Žleb	8
	Ing. Filip Kutina, Ing. Martin Vlasák, SUDOP PRAHA a.s.	
2	Projekt – Optimalizace traťového úseku Děčín východ–Děčín-Prostřední Žleb	15
	Ing. Jaroslav Lacina, Ing. Lenka Kočí, Ing. Lumír Kliš, AMBERG Engineering Brno, a. s.	
3	Optimalizace traťového úseku Děčín východ (mimo)–Děčín-Prostřední Žleb (mimo)	25
	Bořivoj Leszko, STRABAG Rail, a.s.	
4	Optimalizace traťového úseku Děčín východ (mimo)–Děčín-Prostřední Žleb (mimo) (DVPŽ) z pohledu TDS	37
	Marek Urválek, DiS., Správa železnic, státní organizace, Stavební správa západ	
5	Rekonstrukce mostů v evidenčním km 169,796 a 170,052 na železniční trati Brno–Česká Třebová	44
	Ing. Marek Rusňák, Ing. Antonín Směták, Ing. Petr Hodonský, Ing. Petr Štásta FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.	
6	Používání mostních provizorií v minulosti, současnosti a budoucnosti	52
	Ing. Milan Kučera, Správa železnic, státní organizace	
7	Rekonstrukce tunelů č. 7, 8/1, 9 a 10 na trati Brno–Česká Třebová z pohledu projektanta RDS	58
	Ing. Alice Žitňová, Ing. Jaroslav Lacina, AMBERG Engineering Brno, a. s.	
8	Adamov – Blansko, BC	66
	Ing. Gabriela Šoukalová, Ing. Libor Hökl, Ing. Pavel Nani, Bc. Lukáš Roun, FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.	
9	Rekonštrukcia historického tunela v ŽST Bratislava hlavná stanica na medzinárodnej trati Štúrovo–Kúty	73
	Ing. Eduard Biloveský, Valbek SK, spol. s r.o.	
10	Rekonstrukce železničních tunelů	80
	Ing. Hana Ponczová, Správa železnic, státní organizace	

11	Kompozitní pražce a mostnice FFU Ing. Radka Sobotková, INPROVIA a.s.	84
12	Hodnocení mostních konstrukcí přes vysokorychlostní tratě z hlediska nárazu do podpěr Ing. Pavel Jiříček, Ph.D., SUDOP PRAHA a.s.	91
13	Rekonstrukce mostu km 200,916 trati Plzeň–Žatec Ing. Libor Marek, Ing. Ondřej Lojik, Ph.D., TOP CON SERVIS s.r.o.	101
14	Rekonstrukce mostu km 200,916 trati Plzeň–Žatec Ing. Ondřej Komárek, Ing. Radim Bílek, Ing. Petr Štásta, FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s. Martin Nožička, Stavby mostů, a.s.	108
15	Rekonstrukce mostu v km 200,916 trati Plzeň–Žatec Ing. Petr Žákovec, Ing. Stanislav Kejval, Správa železnic, státní organizace, Stavební správa západ	117
16	Modernizace trati Veselí n. L. – Tábor – II. část, úsek Veselí n. L. – Doubí u Tábora, 2. etapa Soběslav – Doubí Ing. Petr Hanzal, Ing. Jiří Lukeš, Ing. Tomáš Ptáček, Metrostav a.s.	121
17	Rekonstrukce mostu u PARAMA, železniční most a lávka v km 90,901 trati Medlešice–Pardubice Rosice Ing. Pavel Hrdina, Chládek a Tintěra, Pardubice a.s.	131
18	Hannover HFB, rekonstrukce nástupiště a zkušenosti z BIM projektu a realizace Ing. Vladimír Vančík, CSc., VIN Consult s.r.o.	140
19	Rekonstrukce železničního mostu přes ulici Jana Palacha v Pardubicích Ing. Pavel Jiříček, Ph.D., Ing. Vít Prášek, SUDOP PRAHA a.s.	152
20	Možnosti využití moderních měřicích metod na železničních mostech prof. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., Ing. Vojtěch Stančík, Ph.D., ČVUT v Praze, Fakulta stavební	160
21	Požadavky na podrobnost projektové dokumentace ve světle reálného provádění staveb Ing. Radek Vašátka, Ph.D., Ing. Petr Nehasil, Mott MacDonald CZ, spol. s r.o.	168

Projekt – Optimalizace traťového úseku Děčín východ–Děčín-Prostřední Žleb

Ing. Filip Kutina, Ing. Martin Vlasák, SUDOP PRAHA a.s.

1. Úvod

Předmětem stavby je celková rekonstrukce trati v úseku Děčín východ – Děčín – Prostřední Žleb, která povede ke zlepšení kvalitativních parametrů. Řešený úsek délky ~1 300 m je součástí nákladního železničního koridoru Kolín–Všetaty–Děčín, který je zařazen do mezinárodní transevropské sítě TEN-T Core network a propojuje železniční tratě na pravém a levém břehu Labe, tzn. že z hlediska významu celého pravobřežního nákladního koridoru se jedná o klíčový úsek. Obnova dožilých součástí infrastruktury je zcela nezbytná pro zajištění bezpečnosti železničního provozu pro další období. Celkový charakter optimalizace úseku trati odpovídá komplexní obnově nevyhovujícího technického stavu železniční infrastruktury.

Stavba zahrnuje zejména rekonstrukci železničního mostu přes Labe, sanaci děčínského tunelu, náhradu železničního svršku a spodku. Důvodem rekonstrukce mostního objektu z roku 1916 a Děčínského tunelu z roku 1874 je nevyhovující stavební stav, který limituje udržitelnost železničního provozu. Dále jsou součástí stavby navazující úpravy trakčního vedení, zabezpečovacího a sdělovacího vedení a nezbytné přeložky IS pro realizaci stavby (zejména vodovod). Poloha trati bude v daném úseku pouze směrově a výškově vyrovnávána, bez zásadních změn oproti stávajícímu stavu. Výškově se bude jednat o vyrovnání nivelety trati, což je dáno pevnými výškovými body napojení – tunel a napojení na levobřežní koridor. V úseku mostu přes Labe byl navržen směrový posun trati do osy původní dvoukolejné trati tzn. posun cca ~4,5 m vlevo ve směru trati (proti proudu Labe). Rychlost na trati s ohledem na poloměry směrových oblouků ~260 m až 280 m bude 50 km.h⁻¹, což odpovídá stávajícímu stavu na větší části úseku. Trať v řešeném úseku zůstane po rekonstrukci jednokolejná bez výhledové úpravy na její rozšíření. Stavba se dále nachází v oblasti se zvýšenou ochranou životního prostředí CHKO, NATURA 2000 a evropsky významné lokalitě Porta Bohemica.

Stavba probíhala v roce 2022 s plánovaným zahájením provozu 03/2023.

2. Most

Nevyhovující stavební stav nosných konstrukcí stávajícího mostu a jejich šířkové uspořádání byly hlavními důvody pro celkovou rekonstrukci mostu. Stávající přemostění bylo tvořeno čtyřmi samostatnými jednokolejnými ocelovými konstrukcemi uspořádanými jako prosté nosníky o rozpětích 25,0 + 2 × 99,4 + 25,7 m. V otvorech č. 1 a 4 se nacházely plnostěnné trámové konstrukce se zapuštěnou horní prvkovou mostovkou, v otvorech 2 a 3 překračujících koryto řeky Labe byly přímopásové příhradové konstrukce s horním ztužením a dolní prvkovou mostovkou. Obě opěry stávajícího mostu i trojice pilířů byly postaveny jako kamenné a založené ploště v případě opěr, resp. na kesonech v případě pilířů. Původní spodní stavba z 2. poloviny 19. století byla svým tvarem a rozměry stavebně připravena na osazení dalších nosných konstrukcí 2. koleje, které však nikdy realizováno.

Stavební stav existujících podpěr i díky sanaci založení středního pilíře provedené po povodních roku 2013 umožnil její další využití. Společně s požadavky na omezení zásahů do plavební dráhy a zachování krajinného rázu stavby umístěné na hranici dvou CHKO to vedlo k návrhu nového přemostění tvořeného dvěma spřaženými ocelobetonovými konstrukcemi v otvorech 1 a 4 a ocelovým přímopásovým příhradovým nosníkem v otvorech 2 a 3. Dispozice mostních otvorů zůstala zachována. V rámci konstrukčního řešení byla zmenšena šikmost nového jednokolejného mostu z původních 45° na 65° v poli 1, 2 a 3 resp. na 59,267° v poli 4. Most byl navržen v prostorovém uspořádání VMP 3,0 v oblouku pro rychlost do 50 km.h⁻¹. Důvodem VMP 3,0 v oblouku je situování mostu ve staničním obvodu, kde je vykonáván pravidelný posun.

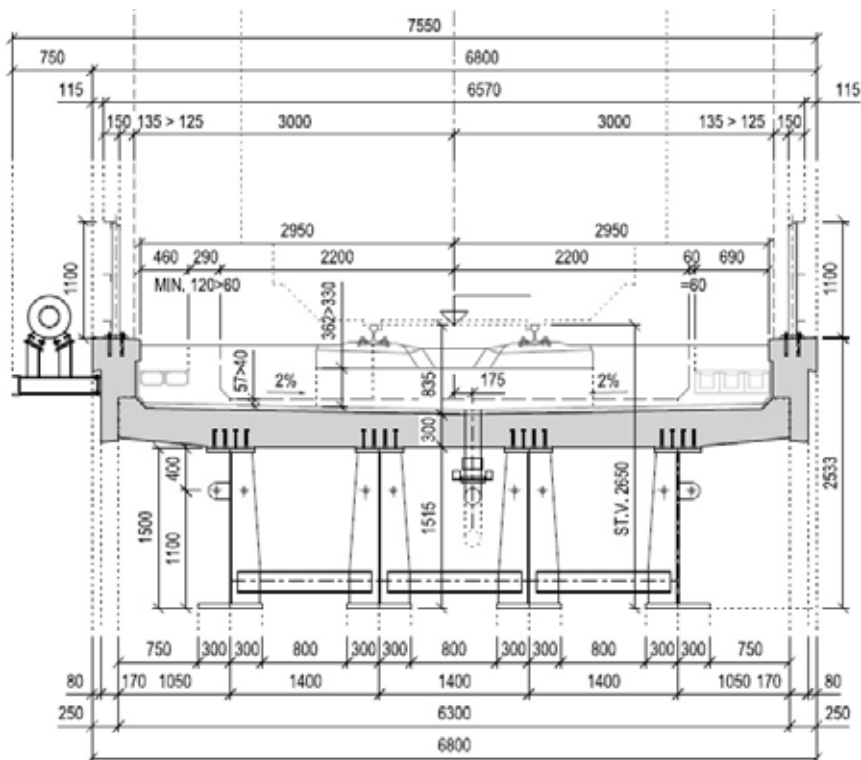
Nová nosná konstrukce je podélně členěna na prostý nosník o rozpětí 26,2 m, spojitý nosník o dvou polích přes řeku Labe o rozpětí 2 × 101,2 m a prostý nosník o rozpětí 27,48 m. Pevné ložisko je situováno na pilíř P2 a dilatace je orientována směrem k opěrám. Krajní pole mají pevná ložiska na krajních pilířích P1 a P3. Toto uspořádání bylo navrženo s ohledem na požadavek převést bezстыkovou kolej v průběžném kolejovém loži bez nutnosti vkládání dilatačních zařízení v koleji dle zásad ČSN EN 1991-2.



Obr. 1 – Podélný pohled na most

Pro podepření nových nosných konstrukcí s kolejovým ložem byla provedena sanace stávajících opěr a pilířů včetně jejich založení. Za tím účelem byla navržena trysková injektáž podzákladí navazující na injektáž zdiva. Pomocí injektáže bylo zajištěno vyplnění případných kaveren v kesonové části pilířů a dále případných puklin v části skalního podloží z navětralého pískovce třídy R4/R3. Založení opěr O1 a O2 bylo zesíleno pomocí sloupů tryskové injektáže Ø 800 mm opřených do skalního podloží. Zemní těleso pod přechodovými deskami opěr bylo navíc zesíleno pomocí sloupů tryskové injektáže tak, aby se vyrovnala rozdílná tuhost podepření těchto desek.

Dříky všech podpěr byly zesíleny pomocí mikropilotového roštu vetknutého do provedených sloupů tryskové injektáže, resp. do skalního podloží. Na sanované dříky byly namísto odbouraných kamenných úložných prahů vybetonovány nové masivní železobetonové úložné prahy, na opěrách společně s přechodovými deskami, závěrnými zdmi a rovnoběžnými křídly. Tloušťka úložných prahů z betonu C30/37 se v závislosti na jejich umístění pohybuje od 0,9 do 1,8 m. Úložné prahy pilířů P1 a P3, kde se setkávají příhradová a sprážená nosná konstrukce s odlišnou stavební výškou, přitom mají odstupňované úrovně uložení.

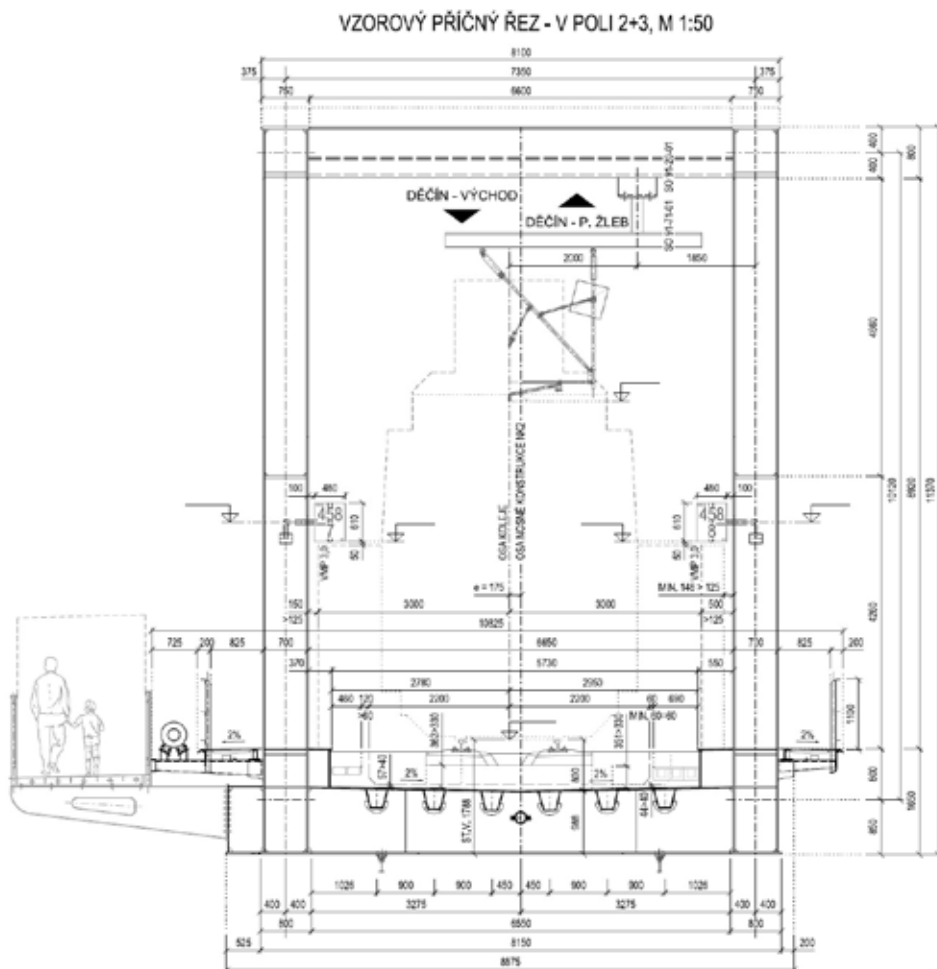


Obr. 2 – Příčný řez spráženou ocelobetonovou konstrukcí NK1

Ocelobetonové sprážené nosné konstrukce NK1 a NK3 v mostních otvorech č. 1 a 4 byly navrženy se čtveřicí plnostěnných hlavních nosníků a horní železobetonovou deskou mostovky. Jejich konstrukční výška je 1,845 m ($\sim 1/15 L$) s výškou ocelového nosníku 1,5 m. Stavební výška pak činí 2,645 m. Železobetonovou desku mostovky tl. 300–350 mm z betonu C35/45 podírají nosníky nesymetrického svařovaného I profilu s konstantní výškou. Pásnice nosníků jsou dimenzovány z plechů běžných tlouštěk do 50 mm z oceli S355 N (s ohledem na stlačenou stavební výšku). Nosníky jsou vzájemně propojeny pomocí příčných výztuh umístěných zhruba ve čtvrtinách rozpětí a orientovaných kolmo na směr nosníků. Koncové příčníky byly navrženy jako tuhé sprážené plnostěnné svařované nosníky s ohledem na podepření mostu dvojicí ložisek na každé podpěře. Ložiska jsou umístěna uprostřed mezi krajními dvojicemi nosníků. Během výstavby byly na žádost montážní organizace (DT Mostárna a.s.) nadpodporové příčníky upraveny pro řešení jejich montážního spojení

pomocí šroubového třecího styku s použitím předpjatých HRC šroubů. Smykové spojení mezi deskou a ocelovými nosníky zajišťují spřahovací trny. Na horní pásnici jsou umístěny spřahovací trny $\varnothing 19,2$ mm a výšky 175 mm z oceli SD2. Počet a rozmístění spřahovacích trnů jsou upraveny v závislosti na zatížení.

Nosná konstrukce NK2 překračující mostní otvory č. 1 a č. 3 je navržena jako spojitá ocelová celosvařovaná s příhradovými hlavními nosníky a dolní ortotropní mostovkou s průběžným kolejovým ložem. Příhradová konstrukce je přímopásová romboické (kosočtvercové)



Obr. 3 – Příčný řez ocelovou příhradovou konstrukcí NK2

soustavy se svislými portály. Sklon diagonál je 45° . Konstrukce je uzavřená s horním diagonálním ztužením opět romboické soustavy. Svislice jsou umístěny pouze nad podpory. Výška hlavních nosníků spojitě konstrukce je 11,370 m s osovou vzdáleností dolního a horního pásu 10,12 m, což odpovídá $1/10$ L. Výška dolního pásu je navržena s ohledem

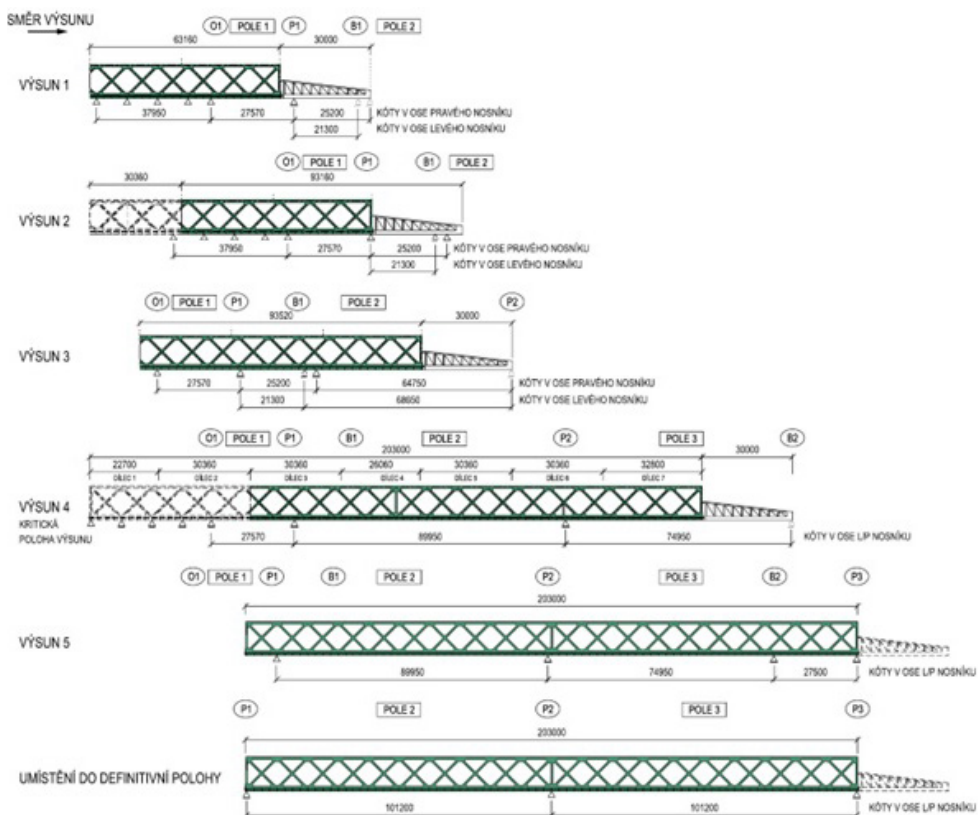
na připojení diagonál v úrovni chodníkového plechu tzn. 1,65 m. Tato výška je vhodná pro přenos zatížení od mimostýčných příčných výztuh ortotropní mostovky. Vzdálenost příčných výztuh je ve čtvrtinách vzdálenosti styčníků tzn. 2,53 m. Podélné výztuhy mají trapézový průřez. Profily horního i dolního pásu a svislic jsou navrženy jako uzavřené svařované obdélníkového tvaru. Profily diagonál jsou otevřené v tvaru H. Horní vodorovná ztužidla jsou navržena z otevřeného asymetrického I profilu. Profily příhradového nosníku jsou dimenzovány z plechů běžných tloušťek do 50 mm. Nosné konstrukce jsou vyrobeny z oceli S355, dílčí části nosné konstrukce NK2 byly s důrazem na úsporu množství spotřebovaného materiálu vyrobeny z oceli S460 (kriticky namáhané části u střední podpory a oblasti nejvíce namáhané podélným výsunem ocelové konstrukce.

Vně hlavních nosníků jsou navrženy chodníkové konzoly pro zajištění možnosti revize i upevnění a údržbu osvětlených plavebních znaků. Vodovodní potrubí je vedeno na konzolách po levé (návodní) straně mostu. Výhledově se počítá s možností instalace veřejné lávky pro pěší na návodní stranu nosné konstrukce v mostních otvorech č. 1 a 3 a pro tento účel jsou na vnější straně dolního pásu levého nosníku navrženy konzoly umožňující její připevnění.

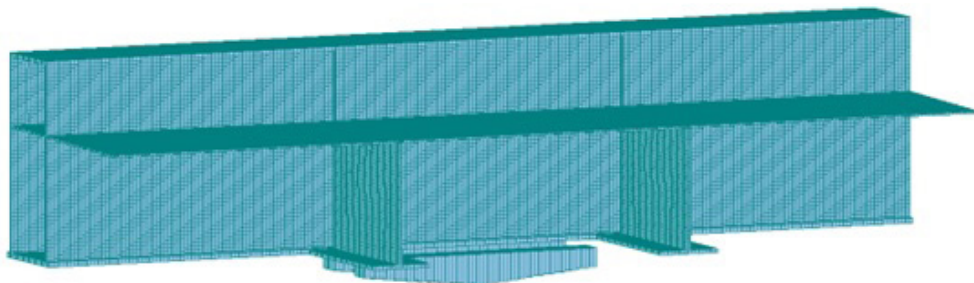
Měrná hmotnost ocelových konstrukcí činí 2,2 t/m u nosné konstrukce č. 1 a č. 3 v krajních mostních otvorech 1 a 4, resp. 8,6 t/m u nosné konstrukce č. 1 v hlavních mostních otvorech 2 a 3. Celková hmotnost ocelových konstrukcí je cca 1870 t.

Z pohledu statického výpočtu konstrukce by šlo i přes značné dimenze příhradového nosníku o relativně standardní úlohu. Nejvíce komplikací (nejen) do výpočtu vnesla i přes provedenou úpravu stále významná šikmost konstrukce, která ovlivnila statiku spřažených konstrukcí i příhradového nosníku. Náročnější úlohou bylo ze stejného důvodu i dimenzování nových železobetonových úložných prahů, které vyžadovalo zohlednění různých šikmostí spodní stavby vzhledem k uložení nosných konstrukcí vzájemně pootočené o 15-20°.

Pro návrh mostu byla uplatněna zatěžovací schémata: α .LM71, α .SW/0 a SW/2, kde $\alpha = 1,21$ – pro most na trati 1. třídy dle Z4 k ČSN EN 1991-2. Průřezy konstrukce byly navrženy jako průřezy třídy 3 a posouzeny dle ČSN EN 1993-2 s odkazem na ČSN EN 1993-1-1, tzn. za předpokladu pružného chování. Ocelové průřezy jsou posouzeny na únavu dle metody ekvivalentního napětí dle požadavků ČSN EN 1993-2 a ČSN EN 1993-1-9. Ve výpočetním programu Midas Civil byl vytvořen jak prutový globální model konstrukce, tak lokální modely pro dílčí posouzení kriticky namáhaných prvků založené na použití deskostěnových prvků. Lokální modely s jemnějším dělením elementů byly sestaveny např. pro posouzení mostovek obou typů nosných konstrukcí. Při řešení vybraných detailů byl využit i software Idea StatiCa Connection pro deskostěnové modelování a posouzení styčníků ocelových konstrukcí. Součástí statického výpočtu bylo i posouzení návrhového postupu výstavby, tzn. podélného výsunu příhradového nosníku. Hlavní výzvou této části byl návrh dolního pásu příhradového nosníku na lokální účinky zatížení při kritickém vyložení konstrukce během výsunu, což si vyžádalo omezení minimální velikosti sedel podpírajících nosník při výsunu. Posouzení podélného výsunu bylo dále v průběhu výstavby přepočítáno na základě zhotovitelem upravených okrajových podmínek.



Obr. 4 – Schéma postupné montáže a podélného výsunu nosné konstrukce NK2 (návrh PDPS)



Obr. 5 – Lokální deskostěnový model dolního pásu s ložiskem pro výsun

Stavba mostu probíhala dle projektu při úplné výluce. Pro převedení vodovodu a kabelových vedení během výstavby byly využity stávající příhradové mostní konstrukce v příčně odsunutě poloze jako provizorní přemostění. Montáž nové příhradové konstrukce byla již v projektu předpokládána podélným výsunem z pravého břehu Labe z prostoru Českosaských přístavů. Pro navržené přesunutí stávajících konstrukcí, výsun nové konstrukce a vlastní předmontáž bylo nutné do toku Labe umístit montážní bárky z inventárního materiálu a pro založení těchto bábek zřídit obvodové štětovnicové jímky.

Všechny nosné konstrukce obstály při zatěžovací zkoušce provedené dne 21.11.2022, což nasvědčuje správným postupům při statickém výpočtu. Věřme, že most bude na místě sloužit minimálně stejně dlouho jako jeho předchůdce.



Obr. 6 – Statická zatěžovací zkouška – kritická poloha na nosné konstrukci NK1 (foto autor)

Investor stavby:	Správa železnic, s. o., Stavební správa západ
Projektant objektu:	SUDOP PRAHA a.s.
Zhotovitel:	STRABAG Rail a.s.
	DT Mostárna a.s. (ocelové konstrukce)

Ing Filip Kutina
SUDOP PRAHA a.s.
Tel.: +420 703 426 513
E-mail: filip.kutina@sudop.cz

Projekt – Optimalizace traťového úseku Děčín východ–Děčín-Prostřední Žleb

Rekonstrukce Děčínského a Loubského tunelu

Ing. Jaroslav Lacina, Ing. Lenka Kočí, Ing. Lumír Kliš,
AMBERG Engineering Brno, a. s.

1. Úvod

Součástí celkové rekonstrukce trati v úseku Děčín východ–Děčín-Prostřední Žleb je rekonstrukce dvou tunelů. Děčínský tunel je přímo na trati koridoru Kolín–Všetaty–Děčín. Loubský tunel tuto trať podchází cca 100 m před vjezdovým portálem Děčínského tunelu. Loubský tunel je na celostátní trati Děčín východ–Děčín Loubí, směřující do děčínského přístavu.

Stavba probíhala v roce 2022 s plánovaným zahájením provozu 03/2023.

2. Děčínský tunel

Děčínský tunel byl vybudován jako dvoukolejný v roce 1874. Podle aktuálního zaměření je skutečná délka tunelové trouby 400,20 m. Tunel byl do roku 1968 provozován jako dvojkolejný. V letech 1968–1971 proběhla generální rekonstrukce tunelu, od té doby je provozován jako jednokolejný. V roce 1986 byla provedena elektrifikace trati.

Podle dílčích informací z archivních podkladů a na základě výsledků průzkumných prací lze usuzovat, že tunel byl vybudován jako hloubený ve stavební jámě v délce cca 120 m a dále jako ražený. Nadloží v hloubené části je cca 0,2 – 7,4 m, maximální nadloží v ražené části je cca 41 m. V hloubené části tunel kříží místní komunikace ulici U Střelnice, v ražené části pak silnici I/62 ulici Loubskou.

Tunelovou troubu tvoří celkem 53 pasů. Zdivo kleneb je převážně z pískovcových kvádrů, část pasů v ražené části je pak z cihelného zdiva. V pasech P1 – TP27 a TP49 – P2 byl celý

povrch ostění překryt sanační vrstvou stříkaného betonu. V pasech TP28 – TP36 je stříkaný beton proveden pouze v klenbě. Betony byly provedeny v rámci rekonstrukce v letech 1968–1971. Konstrukce portálů je původní zděná, z pískovcových kvádrů.

Před rekonstrukcí byla prostorová průchodnost na profil UIC GC s elektrizačním nástavcem nevyhovující.

2.1 Geologické a hydrogeologické poměry

Zájmovým územím prochází od severozápadu k jihovýchodu hlavní poruchová linie děčínského zlomového pole, za kterou směrem k jihozápadu, tedy do hloubené části, jsou uloženy svrchnokřídové slínovce. Tato tektonická dislokace probíhá dle historických pramenů pravděpodobně v úseku s mimořádně zkrácenými tunelovými pasy a protiklenbou v TP14 – TP17. Hloubená část je dle archivních podkladů zasypana pískem s jílem. Podloží hloubené části je dle archivních podkladů tvořeno tuhým jílovcem; vrtným průzkumem byl ověřen jílovec, silně až zcela zvětralý R6 (opěra mezi pasy TP12/13), pod protiklenbou degradovaný na písčitou hlínu F3. Přechodová část s protiklenbou v pasech TP14 – TP20 byla dle archivních podkladů ražena v tuhém jílovcu (slínovci). Zbývající úsek tunelu v pasech TP21 – P2 je dle archivních podkladů ražen v pískovci s místními prameny. V pase TP 6 přitéká do tunelu z pravé strany bezejmenná vodoteč z prostoru jímání přebytků z jímáných pramenů pitné vody ze Stoličné hory, kterou tunel prochází. Prameny slouží jako zdroj pitné vody pro město Děčín.

2.2 Průzkumné práce

V rámci projektové přípravy rekonstrukce trati byl proveden i průzkum tunelu. Nejzávažnějším zjištěním průzkumu byl fakt, že v hloubené části nebyla před zasypaním provedena hydroizolace tunelové klenby. Při rekonstrukci v letech 1968–1971 byl líc klenby uzavřen vrstvou stříkaného betonu a částečně bylo zdivo proinjektováno cementovou injektáží. Tím bylo znemožněno prosychání zdiva zevnitř. Pískovcové zdivo klenby v hloubené části je vlivem prosakující vody degradované, má výrazně sníženou pevnost. V rámci doplňkového vrtného průzkumu byly provedeny vrty do klenby ve všech tunelových pasech hloubené části tunelu. Ve vrtných jádrech byly zjištěny polohy rozpadlého pískovce; z odebraných vzorků měla velká část pevnost kamene v tlaku menší než 10 MPa. V některých částech klenby chybělo pojivo mezi kameny.



Obr. 1 – Rozpad zdících kamenů a nevyplněná spára – detail části sondy v TP12

2.3 Rekonstrukce původní hloubené části tunelu

V pasech, ve kterých byla průzkumem zjištěna nízká pevnost kamene zdiva (většinou 4–15 MPa), byla provedena výměna klenby. Jedná se o pasy P1 – TP12. Původní kamenná klenba byla vybourána a nahrazena železobetonovou konstrukcí. Výměna klenby byla prováděna z otevřeného výkopu. Výkopu předcházely zajišťovací práce v tunelu a stabilizace prostředí okolo tunelové trouby tak, aby bylo možno zachovat původní opěry v úseku výměny tunelové klenby.

Zajištění stavební jámy bylo provedeno v úseku s mělkým nadložím kotvenými pilotovými stěnami. Jednalo se o vrtané piloty ϕ 900 mm á 1,4 m dl. 15 m v trvalém provedení, kotvené dočasnými předpjatými pramencovými kotvami délky 15/7 m vlevo tunelu a 13/5 m vpravo tunelu. Rozteč kotev je shodně 2,8 m. Potřebné zaručené síly se pohybují v rozmezí 365–380 kN.

Ve zbývajících částech hloubeného tunelu s nadložím klenby cca 3,5–7 m je kotvená pilotová stěna s pilotami délky 12 m ukončena přibližně ve vrchlíku klenby. Kotvení bylo navrženo 6 pramencovými kotvami délky 25/12 m v rozteči 2,8 m. Potřebná zaručená síla je 885 kN. Na korunu pilot navazuje zajištění horní části stavební jámy kotveným svahem. Vzhledem k potřebným silám jsou navrženy tyčové samozávrtné prvky průměru 32, 38 a 51 mm, kotvené přes kotevní prahy v lici stavební jámy. Délka kotev je 6–12 m podle intenzity zatížení. Kryt povrchu stavební jámy je ze stříkaného betonu tl. 200–250 mm.

Ponechané opěry v tunelu byly přikotveny trvalými 2 pramencovými kotvami délky 12/4 m, situovanými mezi pilotami. Kotvení probíhalo přes monolitické kotevní bloky rozměrů min. $1,2 \times 1,2 \times 0,26$ m s osou kotvení ve výšce cca 2,04 m nad osou nové koleje. Celkem bylo provedeno 146 kotev. Potřebné síly v kotvách v úseku s malým nadložím jsou 220 kN, v úseku s vyšším nadložím pak 110–140 kN.

Před zahájením zemních prací nad tunelem bylo kromě přikotvení opěr provedeno rozeprání tunelu cca 0,6 m pod bouranou částí klenby pro zajištění stability konzoly tunelové obezdívky. Rozeprání bylo realizováno společně s bedněním nové klenby. To sloužilo po dobu výstavby jako ochrana bedněního systému před poškozením bouraným materiálem a v hluboké části stavební jámy v úseku TP8 – TP12 i jako podpora stávající klenby po dobu zajištění stavební jámy. Rozeprání a bednění bylo provedeno systémovými prvky bednění PERI. Jedná se o vodorovné vzpěry VARIOKIT v rozteči 1,25 m, podepřené dvěma věžemi stejného systému. Vzpěra byla podpůrnými věžemi zajištěna proti vybočení ve všech směrech – nutná eliminace vzpěru. Vzpěry byly opřeny do ostění přes roznášecí ocelové prahy z válcovaných profilů. Přípustné síly v rozpěrách byly stanoveny hodnotou 170 kN. Tímto způsobem byla nahrazena původně navrhovaná klasická výdřeva tunelu, navržena ve statickém posudku.

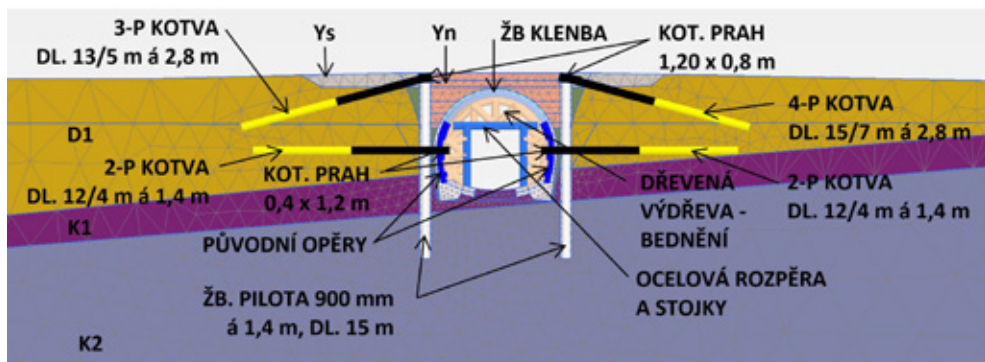
Nová železobetonová klenba je navržena v příčném rozsahu, vymezeném úhlem 120° kolem vrchlíku klenby. Její tloušťka je shodná s průměrnou tloušťkou původní kamenné klenby 800 mm. Klenba je spojena s původními opěrami pomocí dvojice ocelových trnů ϕ R20 délky 500 mm v rozteči 330 mm na chemickou kotvu v těsněné pracovní spáře. Systém vodotěsné

izolace je navržen v přiměřené míře v souladu s TNŽ 73 6280. Jako ochrana proti stékající vodě byla provedena pružná hydroizolační stříkaná membrána MasterSeal tl. 2-5 mm. Byla nanášena přímo na rub nové klenby. Zakončení vodotěsné vrstvy v příčném směru je navrženo až na stěně zajištění stavební jámy cca 800 mm nad úroveň výkopu za rubem klenby. V podélném směru je hydroizolace zakončená na začátku úseku na rubu portálové stěny na vyrovnávací vrstvě stříkaného betonu. Ochrana membrány je provedena tvrdá ve smyslu TNŽ 73 6280 vrstvou stříkaného betonu tl. min. 50 mm s jednou vrstvou výztužné ocelové sítě.

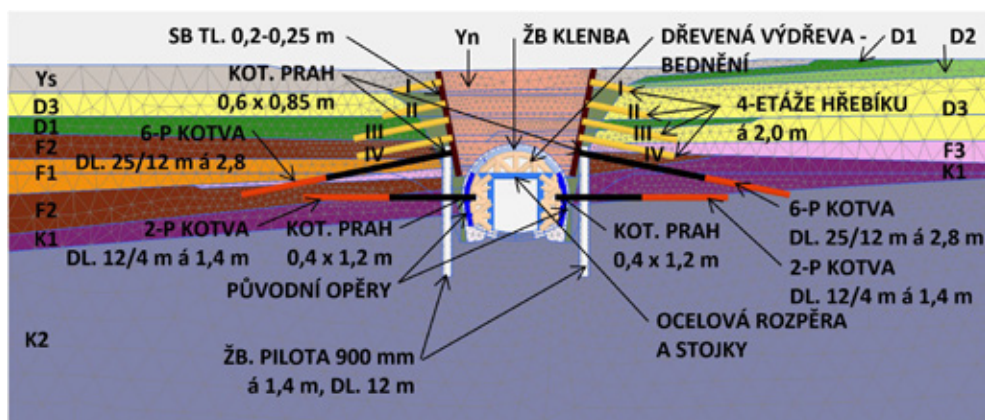
Odvodnění stavení jámy pro výměnu klenby bylo provedeno v trvalé úpravě. Jedná se o 2 postranní drenážní stoky, umístěné nalevo i napravo od nové tunelové klenby v nejnižším místě stavební jámy u stávajícího kamenného ostění. Stoky jsou v celé délce vyspádovány shodně se sklonem klenby tunelu směrem k výjezdovému portálu a v km 458,278 jsou přes ostění tunelu zaústěny do odvodňovacích stok uvnitř tunelu.

2.4 Statický výpočet výměny klenby v hloubené části tunelu

Statický výpočet byl proveden numerickým výpočtem pomocí deformační metody v programu Plaxis. Výpočtem byly ověřeny dva úseky, jeden s nízkým nadložím a druhý s vyšším nadložím. Výpočtový model byl zhotoven jako metrový výsek. Pro modelování horninového prostředí, tunelu a pilot byly použité plošné prvky s složenými pruty o velmi nízké pevnosti, to z důvodu zobrazení vnitřních sil. Kotvy a rozpěrná rámová a příhradová konstrukce byly modelované pomocí prutů. Pro výpočet se použil, podle ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1 Obecná pravidla, návrhový přístup 2. Pro návrh a posudek bylo stěžejní okrajovou podmínkou dodržení přípustné excentricity vnitřních sil v kamenném ostění, která musí být podle ČSN EN 1996-1-1 Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce menší jak 1/6 tloušťky konstrukce. Výpočet zohledňuje všechny fáze výstavby a jako nejkritičtější pro dodržení excentricity se ukázaly dvě fáze, a to fáze při demolici části klenby a poté fáze odbednění nové části klenby. Obě tyto fáze překračovaly povolenou excentricitu, a proto autor musel navrhnout potřebná opatření. Při rozpojování klenby se ukázalo důležité použití pevného a nepoddajného podsružení klenby. Byla navržena tuhá rámová ocelová konstrukce nesoucí dřevěnou příhradovou nosnou konstrukci podsružení klenby, na které byly uloženy vyklínované fošny, která měly za úkol co nejpevněji a s co možná nejmenšími deformacemi podepírat kamenné ostění. Toto opatření se prokázalo jako velmi efektivní k udržení excentricity vnitřních sil v ostění v požadovaných mezích. Pro fázi odbednění naopak hrál velmi významnou roli účinek zemních tlaků na tunel. S ohledem na geologii byly zemní tlaky působící na hloubený tunel částečně eliminované navrženou vnější kotvenou pilotovou stěnou. Bohužel, toto opatření se ukázalo jako nedostatečné a nepomohla ani úprava kotevní síly, neboť kotvy byly z realizačních důvodů umístěné v koruně pilot a nedokázaly významně ovlivnit deformace pilotové stěny o několik metrů níže, v místě opěří tunelu. Projektant musel pro redukci deformací a tím i vnitřních sil navrhnout uvnitř tunelu v místě opěří kotevní bloky s kotvami a až na základě nich se podařilo redukovat vnitřní síly v kamenném ostění hloubeného tunelu tak, aby excentricita vnitřních sil byla v povolených mezích a nedošlo tak k porušení spár kamenného zdiva a tím i ovlivnění únosnosti celého ostění.



Obr. 2 – Model konečných prvků řezu č. 1 v km 458,180 (mělké nadloží), popis zajištění a geologie



Obr. 3 – Model konečných prvků řezu č. 2 v km 458,275, (vysoké nadloží) popis zajištění a geologie

2.5 Sanační práce ve zbývající části tunelu

Po očištění povrchu kamenného i betonového ostění vysokotlakým vodním paprskem byla provedena sanace ponechaných částí tunelového ostění v rozsahu:

- Stříkaná hydroizolační membrána v úsecích s povrchovou vrstvou stříkaného betonu tam, kde byly podrobným pasportem ostění zjištěny buď aktivní plochy zamokření, nebo stopy po průsacích a degradaci povrchu betonu. Ochrana membrány byla provedena vrstvou stříkaného betonu tl. 50 mm.
- Rekonstrukce a obnovení původních svodnic, zřízených při generální opravě tunelu v letech 1968–1971. V úseku s novou klenbou byly obnoveny svodnice v ponechaných částech opěr vpravo i vlevo. Hloubka svodnice je dle provedených sond cca 330-400 mm od povrchu stříkaného betonu, šířka 200-250 mm. Svodnice mají navržen pojistný injektážní systém z injektáže polyuretanovou pryskyřicí.

- Injektáže – byly provedeny dva typy injektáží podle jejich účelu. Vápenná injektáž byla navržena pro vyplnění prázdných spár ve zdivu klenby v začátku raženého úseku tunelu. Pro utěsnění průsaků v tunelu, injektáž trhlín a dotěsnění svodnic byla použita jednosložková PUR pryskyřice,
- Sešití trhlín – bylo provedeno v portálových oblastech. Oba portálové pasy byly sešity výztuhami z nerezové helikální šroubovicové výztuže. V případě vjezdového portálu, který byl poškozen staticky velmi významnými trhlínami, bylo provedeno jednak sešití výztuží do šikmých vrtů v počtu 2 ks/ 1 zdící kámen pod úhlem cca 40° od trhlíny, jednak sešití klenby v celém příčném profilu příčnými výztuhami ve vyřezaných drážkách.
- Spárování pískovcového zdiva památkářskou spárovací maltou
- Impregnace povrchově zvětralých zdících kamenů ostění tunelu

2.6 Odvodnění v tunelu

Při výstavbě tunelu byla v ose tunelu vybudována středová zděná (kamenná) tunelová stoka čtvercového profilu cca 40/40 cm, vyspádovaná k výjezdovému portálu tunelu s vyústěním volně do šterkového lože. Stoka byla v průběhu sanačních prací v letech 1968–1971 částečně zneprůchodněna a nahrazena postranními stokami z betonových trub, v současnosti rovněž nefunkčními. V pase TP6 vpravo přitéká do tunelu v opěře vodoteč – původní potůček, stékající z pramenné oblasti Stoličná hora, zatrubněný při výstavbě vodovodu ze Stoličné hory v letech 1900 a 1913.

Odvodnění v tunelu je navrženo středovou drenáží a postranními stokami. Důvodem pro návrh tohoto systému odvodnění je nutnost odvedení tří druhů vod z tunelu. Jedná se jednak o vody dešťové, prosáklé železničním svrškem, které stékají z projíždějících vlakových souprav, vody podzemní ze svodnic za rubem ostění, vody podzemní nezachycené sanačními opatřeními a také o vodu ze zatrubněné vodoteče.

2.7 Monitoring po dobu výstavby

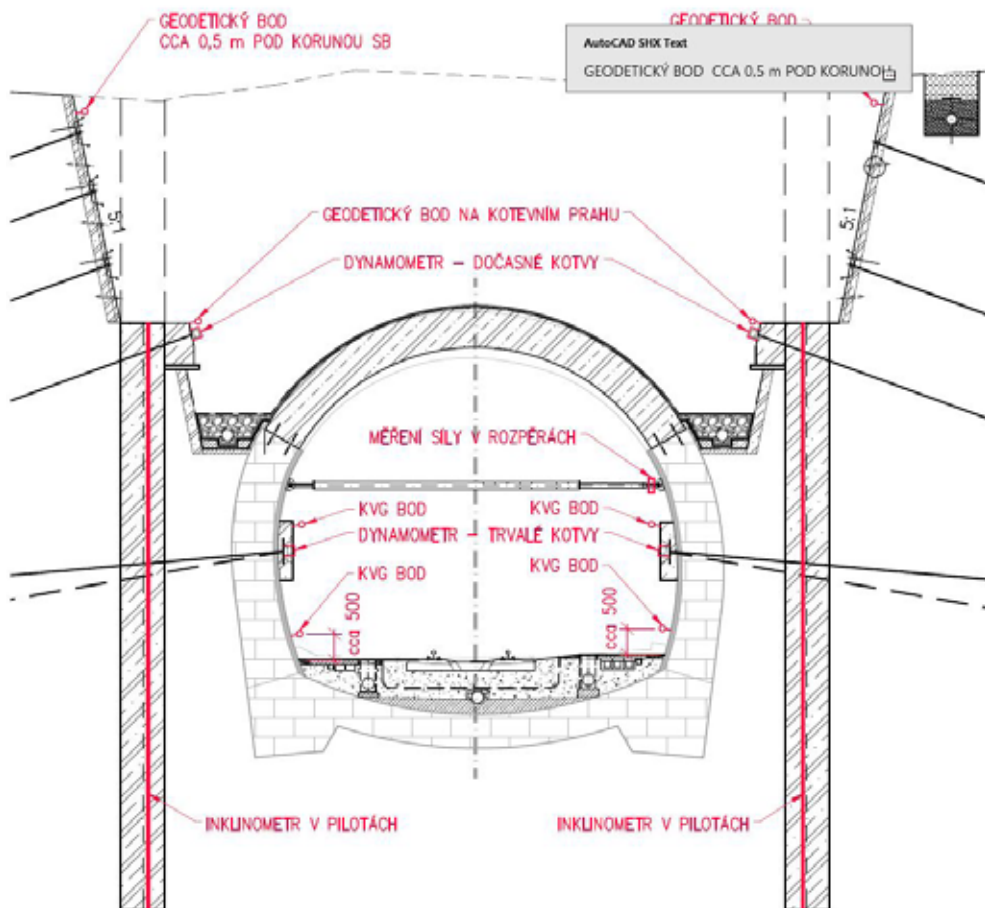
Jelikož se jedná o mimořádně složitou stavbu v nepříznivých geologických podmínkách, byly zřízeny dva měřicí profily v km cca 458,220 a 458,260. V uvedených řezech byla provedena měření na konstrukcích v rozsahu:

- inklinometrické měření v pilotách. Inklinometry byly osazeny do armokošů před betonáží.
- měření deformací pilotových stěn na osazených geodetických bodech. Přípustné deformace pilotových stěn 15 mm.
- měření deformací kotvených svahů na geodetických bodech, osazených cca 0,5 m pod horní hranu stříkaného betonu. Přípustné deformace 40 mm.
- měření kotevních sil na kotvách v osazených dynamometrech.
- konvergenční profily v obou řezech s body na kotevních blocích v tunelu – celkem 7 profilů. Přípustné deformace pouze 4 mm. Tato měření nebyla z důvodu nepřístupnosti

profilů realizována během výstavby, byla doplněna v průběhu odstraňování rozpěr pro kontrolu v době aktivace nové klenby.

- měření sil v rozpěrách – celkem 7 profilů.
- měření vývoje šířky trhlin v klenbě vjezdového portálu

Výsledky měření prokázaly správnost návrhu. Většina naměřených hodnot byla na úrovni 50–80 % I. Varovného stavu. Měření prováděla firma INSET.



Obr. 4 Schéma měřených prvků v rámci monitoringu stavby

3. Sanace Loubského tunelu

Loubský tunel dl. 124,0m byl vybudován v roce 1893 a byl proveden v otevřené stavební jámě. Původní část dl. 41,50m od vjezdového portálu je vedena pod železniční trati Děčín – Prostřední Žleb, která je se segmentovou klenbou prakticky v kontaktu. Zbytek dl.

82,50m byl dostavěn v souvislosti s budováním silnice I/62 v roce 1943 a je veden pod silniční komunikací a dále směrem do přístavu. Tunelovou troubu tvoří celkem 6 pasů. Předmětem sanace byla pouze původní klenbová část pod tratí, kterou tvoří jediný pas TP1.

Kamenná klenba z pískovcových kvádrů tloušťky 60cm je opřena do dvou masivních svislých opěr rovněž z kamenného zdiva. Tloušťka opěr je 2m a je konstantní po celé výšce. Tunelová protiklenba má proměnnou tloušťku 50–100cm. Klenba byla provedena bez izolace.

3.1 Geologické a hydrogeologické poměry

Dle dostupných historických informací byl tunel v jižní části ražen ve žlutých jílech a jílovitých písčích, přecházejících směrem k základové spáře v šedé jílovce.

3.2 Průzkumné práce

V rámci projektové přípravy proběhly průzkumné práce. Bylo konstatováno, že portálové zdivo má zvětralé spárování s hojným výskytem náletových dřevin. Ve zdivu je jedna výrazná trhлина v kameni, zákrytové desky jsou částečně zničené a nahrazené betonem. Tunelová klenba i obě opěry jsou prasklé staticky významnou trhlinou v místě křížení s tratí Kolín – Všetaty – Děčín.

3.3 Sanační práce

Kromě spárování drobných zvětralých ploch bylo hlavním sanačním zásahem sešití výrazné příčné praskliny klenby. Sešití klenby bylo provedeno výztuhami z nerezové helikální šroubovicové výztuže vkládané a lepené do vyfrézovaných podpovrchových drážek. Opěry tloušťky 2m byly sešity šikmými výztuhami z helikální výztuže do vrtů délky 1,2m a následně zainjektovány silově spojující injektáží.

Po odtěžení povrchu klenby bylo zjištěno, že příčná trhлина, viditelná v líci klenby, je průběžná přes celou tloušťku klenby. Kromě toho byly zaznamenány podélné trhliny v oblasti přechodu klenby do opěry. Délka trhlín je podle zaměření cca 22,9m. Podle výsledků průzkumných vrtů je tato trhлина min. do hloubky 0,5m a zasahuje na povrch nosného zdiva opěr. Jedná se o trhlinu mezi nosným zdivem klenby a výplňovým zdivem nad opěrou. Rubová část příčné statické trhlíny byla sešita šikmými výztuhami z helikální výztuže do vrtů délky cca 600mm a následně zainjektovány silově spojující injektáží. Stejnou hmotou byly injektovány i podélné trhliny do vrtů délky cca 1m.

Hydroizolace klenby byla provedena z rubu pružnou hydroizolační stříkanou membránou MasterSeal 345 tl. 3–6mm. Ochrana vodotěsné vrstvy byla provedena tvrdá ve smyslu TNŽ 73 6280 vrstvou stříkaného betonu tl. min. 50mm s jednou vrstvou kompozitní sítě z čedičových prutů 3 × 100/3 × 100. Součástí ochrany proti pronikající vodě je také odvedení podzemních vod z prostoru nad sanovaným stropem tunelu. Byly provedeny 2 postranní drenážní stoky DN 150, které jsou zaústěny do projektovaných šachet svodného potrubí železničního svršku.

Portálové zdivo bylo rozebráno, poškozené kameny a římsové desky vyměněny a následně bylo provedeno přezdění zdiva na vápennou zdíci a spárovací památkářskou maltu. Z důvodu nedostatku prostoru pro osazení všech stávajících i nově navržených inženýrských sítí nad tunelem a v oblasti kolem začátku portálových křídel bylo nutno zvýšit zemní těleso zpětného zásypu stavební jámy nad tunelem. Z tohoto důvodu jsou stávající portálová křídla délky cca 33 m zvýšena tak, aby jejich zdivo navazovalo na poprsní zeď portálu. Jedná se o navýšení cca o 1 m. Navýšení bylo provedeno z řádkového zdiva stejných rozměrů, jako je stávající. Zdivo bylo ošetřeno hydrofobním transparentním nátěrem.

Stavba probíhala dle projektu při úplné výluce. V současné době probíhají dokončovací práce a montáž koleje a trakčního vedení. Současně probíhá monitoring a sledování případných poškození a průsaků v tunelu. Je nutno konstatovat, že i přes velmi složité sanační zásahy zde prakticky nedochází k žádným významným průsakům, které by ohrožovaly bezpečnost provozu, ani k nadměrným deformacím nových konstrukcí. Doufáme, že oba tunely budou sloužit svému účelu dalších 150 let.

Investor stavby:	Správa železnic, státní organizace, Stavební správa západ
Projektant objektu:	AMBERG Engineering Brno, a. s.
Zhotovitel:	STRABAG Rail, a.s.
Monitoring stavby:	INSET s.r.o.

Ing Jaroslav Lacina
AMBERG Engineering Brno, a. s.
Tel.: +420 731 163 477
E-mail: jlacina@amberg.cz



OCELOVÉ PŘESYPANÉ KONSTRUKCE A TROUBY

NABÍZÍME PRODUKT I TECHNICKÉ ŘEŠENÍ

OCELOVÉ TROUBY **HelCor** Ø 300÷3600 mm KE STAVBĚ A SANACI SILNIČNÍCH A ŽELEZNIČNÍCH PROPUSTKŮ

OCELOVÉ TROUBY **HelCor PA** TLAMOVÉHO PROFILU KE STAVBĚ A SANACI SILNIČNÍCH A ŽELEZNIČNÍCH PROPUSTKŮ

PŘESYPANÉ MONTOVANÉ KONSTRUKCE **MultiPlate MP200** PRO STAVBU A SANACI PROPUSTKŮ A MOSTŮ DO ROZPĚTÍ 12 m

PŘESYPANÉ MONTOVANÉ KONSTRUKCE **SuperCor** PRO STAVBU A SANACI MOSTŮ DO ROZPĚTÍ 25 m

PŘESYPANÉ MONTOVANÉ KONSTRUKCE **UltraCor** PRO STAVBU A SANACI MOSTŮ DO ROZPĚTÍ 30 m



VIACON

Constructing connections.
Consciously.

ViaCon ČR s.r.o. / ViaCon SK s.r.o.
Železniční 548/4B/ Miletičova 21
779 00 Olomouc/ 821 09 Bratislava

Tel: +420 585 115 116-118
e-mail: viacon@viacon.cz

Optimalizace traťového úseku Děčín východ (mimo)–Děčín-Prostřední Žleb (mimo)

Bořivoj Leszko, STRABAG Rail, a.s.

1. Úvod

Předmětem stavby je celková rekonstrukce trati v délce cca 1300 m. Řešený úsek začíná za poslední výhybkou č. 79 v železniční stanici Děčín-východ a končí první výhybkou č. 3 v zapojení do ŽST Děčín-Prostřední Žleb. Trať po výjezdu z ŽST Děčín-východ prochází tunelem délky cca 400 m Stoliční horou a po výjezdu z tunelu na severním kraji města Děčín překonává řeku Labe železničním mostem. Na levém břehu se v ŽST Děčín-Prostřední Žleb napojuje do levobřežního I. tranzitního koridoru st. hr. s Rakouskem–Břeclav–Praha–Děčín–st. hr. s Německem.

Hlavním cílem stavby, jejímž zhotovitelem byla Společnost most Prostřední Žleb zastoupená vedoucím účastníkem sdružení STRABAG Rail a dále DT Mostárnou, bylo zlepšení infrastruktury, která povede zejména k zajištění bezpečného a spolehlivého provozu, ke splnění parametrů daných národní a evropskou technickou legislativou.



Obr. 1 – V pozadí rekonstruovaný most v popředí rekonstruovaný tunel

Stavba zahrnovala rekonstrukci železničního mostu přes Labe, sanaci Děčínského a Loubského tunelu, železničního spodku a svršku, trakčního vedení, zabezpečovacího a sdělovacího zařízení, přeložky inženýrských sítí a výstavbu protihlukových stěn.

Stěžejním stavebním objektem této stavby je železniční most v km 458,755 přes řeku Labe. Stávající most byl již v technicky nevyhovujícím stavu, a proto musela proběhnout jeho kompletní rekonstrukce, která spočívala v náhradě nosné konstrukce a sanaci spodní stavby.

Dalším klíčovým objektem stavby je děčínský tunel, který z důvodu špatné kvality pískovcového zdiva prošel kompletní rekonstrukcí a v délce cca 120 m byla provedena výměna konstrukce klenby.

Součástí stavby byly rovněž objekty železničního spodku, železničního svršku, trakčního vedení, protihlukových stěn a přeložek inženýrských sítí (vodovod, kanalizace, plyn, sdělovací vedení, silová vedení apod.), úpravu místních komunikací, mobiliáře parku, dětského hřiště a mimolesní zeleně.

2. Etapy stavby

Stavba byla rozdělena do čtyř etap, které se skládaly z přípravných prací, hlavních stavebních prací, jež zahrnovaly práce v nepřetržité výluce, dokončovacích prací, do kterých spadá např. demontáž stávající ocelové konstrukce, a dokladové části. Celková smluvní doba realizace je 29 měsíců od zahájení prací. Stavba byla zahájena přípravnými pracemi po převzetí staveniště 17. 8. 2021. Naším cílem bylo provést maximum možných prací potřebných k zajištění tunelové jámy, vytvořit základové konstrukce pro odsun stávajícího mostu a vyrobit co nejvíce nové ocelové konstrukce ještě před zahájením nepřetržité výluky.

3. Postup výstavby tunelu

Po vytyčení obvodu staveniště a veškerých inženýrských sítí byly započaty především práce v lokalitě Děčínského tunelu. Zde došlo k plánovanému částečnému rozebrání plotu u pozemku bezprostředně sousedícího s tunelem a okolo budoucí stavební jámy byla vybudována objízdná komunikace. Po získání nezbytných povolení bylo provedeno kácení stromů či keřů a byly realizovány veškeré potřebné přeložky inženýrských sítí v dané lokalitě, včetně vymístění na dočasnou kabelovou lávku.

Následně byly zahájeny práce na realizaci velkoprofilových pilot za rubem tunelového ostění po obou stranách v úseku od vjezdového portálu P1 až po úsek TP 12, který je na rozhraní hloubené a ražené části Děčínského tunelu. Spolu s prováděním pilotového zakládání byly průběžně realizovány odkopávky a železobetonové kotevní prahy v úrovni hlav pilot. Tyto železobetonové prahy byly zakotveny pomocí dočasných šesti pramencových kotev. Od úseku TP 8 musela být stavební jáma z důvodu vysoké přesypávky tunelu navíc zajišťována pomocí vrtání zemních kotev, hřebíkováním a stříkaným betonem za postupného odtěžování zeminy.

Nepřetržitá výluka traťového úseku Děčín východ – Prostřední Žleb byla zahájena 1. 3. 2022, kdy nejprve došlo k demontáži trakčního vedení a stávajících trakčních stožárů a snesení železničního svršku v celém řešeném úseku stavby. Teprve poté, co byly tyto stávající konstrukce odstraněny, mohlo dojít k přesunu prací dovnitř tunelu.

Volba postupů a následností jednotlivých prací při zajišťování opěr tunelu byla dána z časového hlediska průběhu prací myšlenkou, aby probíhaly dvě a více stavebních činností současně. Tento záměr byl však značně omezen prostorovými možnostmi uvnitř tunelu pro provádění prací. Základními kritérii byly efektivita všech prováděných stavebních činností, technologická posloupnost a technologické pauzy ve stavebních postupech. Významným hlediskem bylo dodržení bezpečnosti práce všech pracovníků v tunelu s ohledem na hluk, prašnost a zejména zachování příslušných odstupných vzdáleností při jednotlivých pracovních činnostech. Pro zajištění bezpečnosti pracovníků bylo v tunelu osazeno monitorovací zařízení pro měření starší trhliny v blízkosti Děčínského portálu. Smyslem geotechnického monitoringu bylo sledování vývoje trhliny při zvýšené pracovní činnosti uvnitř tunelu. Limitujícím faktorem bylo také napájecí a obslužné vedení pro jednotlivé stroje (elektrické a hydraulické napájení). Dalšími významnými omezujícími faktory bylo postupné zřizování vrtných plošin pro vrtačí stroje z důvodu výšky návrtu a sklonu kotev a montáž vyústění svodnic v dolní části opěr tunelu a logistické zásobování jednotlivých pracovišť – návoz a manipulace s materiálem pro provedení trvalých kotev, úklid a odvoz vybouraného materiálu ze svodnic a návoz materiálu nového pro jejich vystrojení. Délka úseku, ve kterém veškerá stavební činnost pro zajištění opěr tunelu probíhala, je cca 100 m. Světlá šířka tunelu je v nejširším místě (1,8 m nad TK) 7,5 – 8,0 m. Toto pracoviště bylo z jedné strany ohraničeno děčínským portálem a na straně druhé tunel pokračuje v délce cca 300 m k portálu u řeky Labe. Ve vnitřním prostoru tunelu probíhaly současně stavební činnosti, jakými bylo zřízení svodnic (řezání rýh v obou opěrách tunelu, bourání rýh po řezu, vystrojování rýh drenážním systémem s povrchovou úpravou – mokrý proces), zřízení kotevních bloků (vrtání kotevních bloků, osazení armokoše, osazení ocelových průchodek v bloku, zřízení bednění, betonáž, odbednění) a zřízení trvalých kotev (vrtání, injektování, napínání).

Z důvodu složitosti prováděných prací, jejich návaznosti (speciální strojní vybavení – vrtačí stroj, kompresor, řezací technika, bourací technika, speciální ruční práce) a bezpečnosti práce jednotlivých pracovníků, byl zvolen postup prací ve frontě proti sobě tak, aby nedocházelo k vzájemným kolizím a byla zajištěna bezpečnost práce.

Vrtačí práce na zřízení trvalých kotev v místě kotevních bloků probíhaly z prostoru tunelu (cca 100 m od Děčínského portálu) směrem k Děčínskému portálu. Zřizování svodnic (řezání, bourání, vystrojování) probíhalo od Děčínského portálu směrem do tunelu. V návaznosti na zřízené svodnice (v proudu za nimi), byly průběžně realizovány zbylé kotevní bloky, které překrývaly nově zřízené svodnice. V okamžiku střetu stavebních činností došlo k výměně pozic a práce probíhaly dále v daných směrech.

Realizace trvalých pramencových kotev byla zahájena od konce kotveného úseku uvnitř tunelu směrem k portálu. Zpočátku se jevila zastižená geologie jako standardní v souladu s předpokladem PD. Bohužel, směrem k Děčínskému portálu se daná geologie zhoršovala, a to hlavně v tom směru, že stěny jednotlivých vrtů byly nestabilní a bylo zapotřebí nasazení

další vrtné soupravy se systémem Duplex. Tato technologie pracuje tak, že vrtnou kolonu tvoří dva protisměrně rotující vrtné systémy – vnější a vnitřní. Vnější plášť tvoří tzv. pažnice, které zajišťují zapažení daného vrtu a tím zamezují havarování, resp. zborcení stěn vrtu a na potřebnou délku tak zajistí ochranu daného vrtu. Vnitřek soustředěný se otáčí opačným směrem a zajišťuje průběžné vyčištění pažnic od vývrtku. Tato technologie je navržena a běžně používána v nesoudržných zeminách.

Na této stavbě se však zastižená geologie zhoršila natolik, že vrtání jednotlivých kotev začalo být značně problematické.

Za stávajícím ostění tunelu byla zastižena zesílená obezdvíčka tvořená kameny s betonem v mocnosti 1,5–2,0 m. Tuto část vrtu bylo potřeba nejprve předvrtat ponorným kladivem většího průměru, aby bylo možno následně nasadit vrtný systém Duplex, který musí mít menší průměr než výše uvedený předvrt.

Následně byla při vrtání kotev zastižena geologie tvořená zvodnělými písky s polohami tuhých jílu a slínovců a především, což se ukázalo jako hlavní problém, kamennými bloky, které byly zřejmě použity při zásypech hloubené části tunelu (pravděpodobně to byl výrub z ražené části).

Tato situace ovlivnila i proces vrtání kotev. Jednotlivé vrtu bylo potřeba dopažovat až na počvu vrtu, což znamenalo na každém vrtu převrtávat několik kusů výše popsaných kamenných bloků. Jelikož se dá použít ponorné kladivo pouze jako vnitřní vrtný nástroj Duplexové kolony, bylo zapotřebí jednotlivé kamenné bloky převrtávat pažnicemi z důvodu nutnosti propažení až na počvu vrtu. Tento typ geologie je zcela ojedinělý, jelikož v normálních geologických podmínkách se nestává, že by docházelo k tak výrazné proměnlivosti geologie. Na dané stavbě bylo prostředí za operami tunelu vytvořeno uměle při provádění zpětných zásypů hloubené části tunelu.

Díky tomuto postupu byly vrtné práce při provádění kotev značně zpomaleny oproti předpokladu. Jako opatření k eliminaci časového skluzu bylo nasazení dvou vrtných souprav a provádění prací ve dvousměnném (nepřetržitém provozu) – vrtání předvrtů ostění, vrtání kotev a následná injektáž, která oproti normálu probíhala také ve více fázích, a její nutný koncový parametr je injekční tlak, aby bylo možno dané kotvy bezpečně napnout.

Abychom mohli provést zahájení odtěžování zásypu stávající klenby pod projektem stanovenou bezpečnou úroveň cca 2,2 m nad vrchlíkem klenby, musely být provedeny veškeré práce na zajištění ostění.



Obr. 2 – Montáž rozpěrného rámu apodskružení v tunelu

Nejen velkoprofilové piloty, dočasné kotvy nad tunelem, trvalé kotvy skrze ostění tunelu, ale muselo také dojít k rozepření stávajícího ostění a podepření klenby rozpěrným rámem. Rozepření bylo docíleno pomocí systémových rozpěr VARIO kotvených na obou stranách klenby do převážek zhotovených na míru z ocelových U profilů. Tyto převázky byly kotveny do stávající kamenné klenby závitovými tyčemi na chemickou kotvu HILTI HIT-RE 500. Pro bednění vodorovných konstrukcí bylo použito systémové bednění PERI ROSETT a MULTIFLEX. Podskružení ROSETT bylo zhotoveno na protiklenbě tunelu, nerovnosti byly vyrovnány dřevěnými klíny. Bednění nové klenby tunelu bylo vytvořeno dle RDS, a to ramenaty vyrobenými na tesařské dílně, které byly po sestavení a osazení do správné polohy následně pobity fošnami. Tato konstrukce byla schopná přenést zatížení od těžké stavební mechanizace, jakou byly bourací stroje, které po provedení vodorovného řezu kotočovou pilou do hloubky cca 0,4 m v místě ponechání původního ostění a nové klenby provedly demolici původního vrchlíku klenby.

Demolice klenby nemohla být provedena v celém řešeném úseku, cca 120 m, najednou, ale musely být vždy nejprve vybetonovány nové klenby, a to z důvodu zajištění stability původního ostění a eliminace tlaku do rozpěr VARIO.



Obr. 3 – Pohled na bednění rubové strany klenby tunelu

Po dokončení demolice daného úseku došlo k výměně poškozených vodovzdorných překližek, ustavení bednění do projektované polohy a byla provedena montáž betonářské výztuže kleneb. Před provedením záklopu rubovými bednicími ramenaty bylo nutné ještě osadit kontrolní destičky pro měření bludných proudů, injektážní hadičky pro dodatečné injektování pracovních a dilatačních spár a dilatační pásy. Samotná betonáž probíhala plněním skrze plnicí otvory v rubových ramenátech, a pro docílení správného uložení betonové směsi byly používány ponorné i příložné vibrátory.

Po dosažení požadovaných pevností betonu byly odstraněny rubové ramenaty, došlo

k úpravě výkopu mezi klenbou a pilotovou stěnou z důvodu provedení spádových betonů pro rubové odvodnění a úpravě povrchu kleneb pro provedení izolací. Izolace tunelu byla navržena jako bezešvá vodotěsná na cementové bázi, která byla aplikována stříkáním. Izolace byla následně ochráněna pomocí stříkaného betonu s vložkou z kompozitové sítě.

Po dokončení izolačních souvrství a rubového odvodnění včetně šachet mohly být zahájeny postupné hutnění zásypy nové železobetonové klenby.

Uvnitř ražené části tunelu projektová dokumentace předpokládala odtěžení železničního svršku, železničního spodku a provedení odkopu skalního podloží na hloubku umožňující provedení nového odvodnění v tunelu. Projektová dokumentace podle archivních



Obr. 4 – Pohled na dokončenou část tunelu snovou žb klenbou včetně dokončených bezešvých izolací

podkladů a podle provedených průzkumných prací předpokládala, že v počvě tunelu se vyskytují skalní horniny – pískovce umožňující zřízení předepsané tloušťky kolejového lože a odvodnění tunelu. Koncepte odvodnění využívala jejich povrch pro svod vod do středového svodného drénu, který je odvádí mimo tunel. Při pracích se však zjistilo, že ve velké části počvy je místo pískovce jílovitá nebo jílovitopísčítá zemina. Ta je zvodnělá, převážně měkké konzistence.

V rámci stavby proto byly provedeny sondy ve vybraných místech ručně předčištěného úseku TP21. Bylo však zastiženo velmi nesourodé podloží, které místy tvoří volné kameny horniny s jílovitopísčitou hmotou, lokálně i skalní podloží s různou výškovou úrovní, větší množství bahnitých usazenin s četnými průsaky podzemní vody. V některých sondách nebylo dosaženo skalního podloží vůbec. Tato skladba byla potvrzena v celé délce tunelu bez protiklenby. Relativně nepropustné vypsávané podloží je přitom z hlediska konceptu odvodnění tunelu zásadní.



Obr. 5 – Pohled na zastižené podloží na dně tunelu

Pro vyřešení vzniklé situace byly vytvořeny dva technické návrhy, které byly diskutovány v rámci koordinačních porad a porad rady monitoringu tunelu.

- 1) Varianta, kdy dojde k náhradě se sanací nevhodných ploch pomocí šterkodrti ať už v kombinaci s geotextilií nebo bez ní
- 2) Varianta s betonovou deskou a výplní nerovností šterkem

Po zvážení všech výhod a nevýhod bylo jednomyslně rozhodnuto projektantem, odbornými složkami investora, geologem stavby, a především správcem objektu postupovat podle

2. varianty, a to z důvodu dlouhodobého zajištění kvalitativních parametrů železničního svršku a jeho odvodnění při standardním požadavku na jeho správu a údržbu.

V případě realizace 1. varianty bylo v rámci diskuse vyhodnoceno, že se jedná o řešení technicky nevhodné, kde projektant nemůže převzít záruku za dlouhodobou funkčnost odvodnění tunelu, a především za znečištění kolejového lože jemnozrnným materiálem a následné poruchy na železničním svršku.

V rámci dodatečných prací tak byla provedena pomocí skalní frézy rýha v ose středové stoky, do níž byla osazována pracovní drenáž DN 200, obsypaná drenážním štěrkem. Pomocí skalní frézy došlo k odstranění nesoudržných vrstev a snížení úrovně tunelového dna o cca 30 cm. Větší prohlubně a otvory po vylomených kamenech pod úrovní tunelového dna byly vyplněny rovněž drenážním štěrkem. Na takto upravený povrch byla uložena separační geotextilie a byla vybetonována separační a podkladní vrstva betonu – deska tloušťky cca 150 mm s výztuží nekovovou sítí z čedičových vláken. Deska je dilatována po cca 6 m naříznutím. Na tuto desku již byla uložena projektovaná středová stoka DN 250. Výhodami tohoto řešení bylo především oddělení podložních vrstev včetně podzemních vod od kolejového lože – budou proudit puklinovým systémem horniny a drenážní výplní prohlubní pode dnem a budou odvedeny spodní drenáží. Dále budou boční průsaky vod z oblasti opěr svedeny po betonovém podkladu do středové stoky. V této oblasti s kameninou zakládkou a zdívkou nedochází k většímu zanášení jemnozrnným materiálem a hlavní středová stoka bude čistitelná z bočních šachet – dle návrhu v PDPS.

Bohužel z důvodu výše uvedených nepředvídatelných geologických podmínek při realizaci Děčínského tunelu, a to jak při provádění trvalých kotev skrze ostění tunelu v hloubené části, tak především z důvodu podmínek zastižených v počtvě tunelu v ražené části, došlo k objektivnímu prodloužení termínu ukončení výluky.

4. Postup výstavby mostu

Pro realizaci nového železničního mostu přes Labe jsme v rámci předvýrobní přípravy hledali co nejoptimálnější technické a ekonomické řešení. Projektant v rámci DOPS navrhoval postup takový, že mělo nejprve dojít k vybudování jímek v řece a podpěrných bárek kolem pilířů a mezilehlé bárky mezi P1 a P2, následně by měla být zahájena montáž NOK 2, a to na montážní ploše vybudované na levé straně trati před výjezdovým portálem Děčínského tunelu. Následoval by postupný podélný výsuv mostu a po zahájení výluky, odstranění trakce a železničního svršku odsun mostu ve směru toku Labe na předem připravené podpěrné konstrukce. Po dokončení výsuvu NOK 2 se měl provést příčný přesun a spuštění na ložiska do definitivní pozice. Následně se měly osadit NOK1 a NOK2. Na úplný závěr se měla provést postupná demontáž stávajících konstrukcí č. 1 a 3. Ta měla probíhat vždy od středu ke kraji postupným odřezáváním a demontáží pomocí jeřábu či spuštěním do soulodí.

V rámci přípravy jsme zvažovali jako další variantu využití původní konstrukce jako výsuvného nosu pro podélný výsuv nové konstrukce. Naší představou bylo postupně vyráběnou NOK (na plošině u O1) sepnout pomocí adaptéru s SOK (obě SOK by byly mezi sebou

vzájemně rovněž sepnuty) a podélně vysouvat k opěře O2. Sepnutí NOK a SOK mělo být tuhé, tak, aby umožnilo přenášet ohybové momenty. Vznikl by tak spojitý nosník s dvojitou tuhostí, v každém okamžiku výsunu podepřený u P1, P2 a P3, případně i na plošinách u O1 a O2. Tímto řešením jsme chtěli minimalizovat rozsah konstrukcí PIŽMO a zároveň bychom se mohli vyhnout bářce v řece. Z důvodu velmi problematického zesilování a spojování konstrukcí, kdy bychom nebyli schopni docílit optimálních pevnostních hodnot a stability především u stávajících konstrukcí, jsme od této varianty upustili.

Další poměrně dlouhou dobu řešená a projednávaná varianta bylo splavení konstrukcí pomocí pontonového soulodí. Při této variantě jsme uvažovali, že nejprve provedeme odsun stávajících konstrukcí na předem připravené dočasné konstrukce PIŽMO umístěných na pravé straně mostu. Nová ocelová konstrukce č. 1 měla být sestavována a svařována na předmontážní ploše umístěné na betonové ploše terminálu Česko-saských přístavů, a to rozdělených na dva cca 100 m dlouhé celky. Jednotlivé celky měly být po jejich sestavení a dokončení protikorozi ochrany příčně přesunuty na pontonové soulodí, následně měly být vyzvednuty na dočasných podpěrných konstrukcích do projektované výšky a měly být postupně splaveny nad předem připravené nové úložné prahy. Obě konstrukce měly být na závěr spojeny montážním svarem a spuštěny do projektové výšky.

Stávající konstrukce měly být obdobným způsobem splaveny do spodní části přístavu, kde by došlo k jejich přesunu na zpevněnou plochu a jejich následné likvidaci.

Ani touto cestou jsme se nakonec nemohli ubírat, neboť se postupnými výpočty ukázalo, že bychom z důvodu vysoké hmotnosti nových konstrukcí, ponoru pontonových soulodí a potřebné bezpečnostní marže museli odtěžit ze dna Labe více než 40 000 m³ materiálu a po dokončení prací ho vrátit zpět. Dalším problémem bylo zajištění soulodí a mostní konstrukce proti překlopení vlivem větru. Tato varianta se tak ukázala jako časově velmi náročná a neefektivní, navíc s obrovským rizikem na zajištění minimální plavební výšky především v letních měsících, ve kterých mělo ke splavování konstrukcí dojít.

Ze všech uvažovaných variant jsme po důkladném zvážení všech výhod a nevýhod nakonec vybrali tu, při které došlo k sestavení NOK2 na ploše terminálu přístavu, následně byl most sestaven do celé délky, ale nebyl kompletně svařen. Most byl rozdělen do 4 samostatných dílců, které se pomocí pásového jeřábu o nosnosti 750 t přesunuly ke stávajícímu mostu, zde se uložily na vysouvací dráhu a konstrukce byly postupně podélně vysouvány. Montážní styky včetně PKO byly následně provedeny nad prostorem vlečkovistiště mezi kolejemi 1 a 5. Tímto řešením tak odpadla potřeba terénního zásahu do skalního masivu v místě projektem uvažované montážní plošiny a nebyla potřeba realizace záporového pažení podél křídla mostu. Dále odpadly práce v blízkosti provozované koleje a i trakčního vedení, a navíc ve výšce více než 23 m kolmo k toku řeky, tj. kolmo na proudění vzduchu údolím Labe. V případě provádění technologií postupným podélným výsunem před zahájením výsunu musela být dokončena protikorozi ochrana, která dle ZOV vycházela do nevhodného klimatického období pro tuto práci (listopad–duben). Díky úpravě technologie a místa montáže mostu bylo možné provést kompletní PKO ve vhodném období duben–květen. Další významnou výhodou bylo omezení časové náročnosti na přípravu podpěrných konstrukcí v toku Labe. Dle vyjádření AOPK a vydaných stavebních povolení

jsou práce v toku časově velmi limitovány možným výskytem chráněných živočichů, především lososa obecného a bobra evropského. Jednoznačně největší výhodou tohoto řešení byla možnost montáže mostu zcela nezávisle na provádění prací v Děčínském tunelu. Dle ZOV bylo totiž navrženo, že se veškeré nové konstrukce mostu budou vozit skrz již v tu dobu zajištěný a rozepřený Děčínský tunel. Díky projednání přístupu přes areál přístavu tak byla námi zvolená varianta možná, což se i s ohledem na značné komplikace v Děčínském tunelu ukázalo jako zásadní a správná volba. Vlastní práce na mostním objektu byly započaty ihned po podpisu smlouvy, vyhotovení výrobně technické dokumentace a dodání materiálu. Nové ocelové konstrukce byly vyráběny v prostějovské DT mostárně, odkud byly po provedení základní a první vrstvy protikorozní ochrany dovezeny na stavbu do Děčína.

Zde byla nová konstrukce č. 1 postupně sestavována a svařována do 4 celků připravených k přesunu z terminálu k mostnímu otvoru.

Současně se zahájením montáže nové ocelové konstrukce byly započaty práce na založení dočasných podpěrných konstrukcí na obou březích a pod středovým pilířem. Všechny dočasné konstrukce PIŽMO byly založeny na železobetonových deskách a hutněném štěrkovém polštáři, který byl u středového pilíře zajištěn pomocí štetovnicové jímky.

Ještě před zahájením nepřetržité výluky bylo provedeno částečné ubourání části původních pilířů, na kterých byly následně zhotoveny dočasné kotvené železobetonové úložné prahy, které sloužily pro uložení posuvných drah pro následný příčný přesun mostu.

Po zahájení nepřetržité výluky 1. 3. 2022 byl ze stávajícího mostu snesen železniční svršek a trakční vedení a byly sneseny původní konstrukce v polích č. 1 (nad kolejištěm Česko-saských přístavů) a konstrukce č. 4 (nad pozemní komunikací v Prostředním Žlebu) a byly na dočasné konstrukce vymístěny inženýrské sítě (např. provizorní vodovod či obcházecí a napájecí vedení 3 KV a 6 KV). Následně byly zahájeny přípravné práce pro příčný odsun mostu. Nejprve musely být pomocí šroubového spoje ke stávající konstrukci připevněny konzoly, přes které mohly být konstrukce pomocí hydraulických lisů přizvednuty a dočasně odloženy na připravené betonové prefabrikáty ve výšce umožňující demontáž původních ložisek a umístění posuvných drah. Tyto posuvné dráhy měly v části na pilíři konstrukční výšku 300 mm a od úložného prahu směrem na dočasné podpěrné konstrukce PIŽMO měly výšku 800 mm. Tyto posuvné dráhy byly pomocí konzol připevněny k roštovým nosníkům umístěným pod drahami, což zajistilo stabilitu konstrukce proti překlopení při přesunu.





Obr. 7 – Odsunutá stávající ocelová konstrukce č. 2

Vlastní příčný odsun mostních konstrukcí byl realizován postupně (nejprve konstrukce č. 1 a následně konstrukce č. 3) za pomoci hydraulických lisů a předpínacích lan. Obě cca 760 t vážící konstrukce byly odsunuty o cca 18 m směrem po proudu Labe. Příprava na přesun trvala dlouhé týdny, vlastní přesun každé z konstrukcí trval pouhých 6 hodin.

Tímto krokem došlo k úplnému uvolnění původních pilířů, kde bylo následně provedeno dílčí ubourání cca 2,5 m původního zdiva pilířů pomocí bouracích strojů.

Po dokončení bouracích prací na jednotlivých částech spodní stavby (opěry 1 a 2 a pilíře 1, 2 a 3) bylo provedeno zesílení spodní stavby pomocí mikropilot a tryskové injektáže. Na takto připravených spodních stavbách byly postupně budovány nové úložné prahy a ložiskové bločky.

Před zahájením transportu mostní konstrukce byly na ocelové konstrukci dokončeny všechny vrstvy protikorozi ochrany a v toku Labe byly umístěny dvě mezilehlé dočasné podpěrné konstrukce, které sloužily jako podpory při provádění podélného výsunu mostu.

Samotnému přesunu mostní konstrukce rovněž předcházelo vybudování zpevněné jízdni dráhy. Dráha byla zhotovena ze ztuhnutých vrstev lomového kamene a šterkodrti frakce 0/63 vyztužené dvěma vrstvami geomříží.

Celková hmotnost více než 200 m dlouhé ocelové konstrukce je cca 1741 t. Transport všech dílců mostní konstrukce byl proveden za pomoci největšího pásového jeřábu dostupného v České republice LIEBHERR LR 1750 o nosnosti 750 t. Nejtěžším a zároveň nejdelším přepravovaným dílcem byl hned ten první. Přesun více než 65 m dlouhé a cca 525 t těžké konstrukce do vzdálenosti přibližně 400 m trval cca 2,5 dne. Dle vyjádření jeřábnické společnosti šlo o nejdelší přesun pomocí jeřábu takto těžkého dílce na našem území.



Obr. 8 – Zahájení přesunu prvního dílce NOK 2



Obr. 9 – Transport NOK 2 pomocí jeřábu LIEBHERR LR 1750

Postupně stejným způsobem byly přepraveny všechny konstrukce, přičemž vždy mezi jednotlivými dílci byly již v mostním otvoru provedeny montážní svary a byly dokončeny všechny vrstvy protikorozní ochrany.

Po ukončení podélného výsunu v celé délce byla nejprve příčně a následně podélně vysunuta spřažená ocelobetonová konstrukce pole č. 1, která byla z časového důvodu předem vyrobena mimo mostní otvor a prostor určený k výsunu mostu.

Nové spřažené konstrukce č. 1 a 3 byly opatřeny asfaltovou izolací s tvrdou ochrannou z litého asfaltu. Na konstrukci č. 1 byla aplikována stříkaná bezešvá hydroizolace ELIMINÁTOR. Nová mostní ložiska jsou kalotová.



Obr. 10 Postupný podélný výsun NOK 2

V současné době je mostní konstrukce osazená do projektované polohy a byly provedly práce na železničním svršku. V polovině listopadu byla provedena statická a dynamická zatěžovací zkouška mostu, která prověřila a potvrdila správnost projekčního návrhu a kvalitu provedení takto ojedinělého mostního díla.



Obr. 11 Celkový pohled na nový železniční most přes Labe

Demontáž původních ocelových konstrukcí proběhne v první polovině roku 2023, stejně jako dokončovací práce spočívající v uvedení přilehlých pozemků a ploch do původního stavu, zřízení nové komunikace nad děčínským tunelem, dokončení přeložek inženýrských sítí, vybudování nového dětského hřiště a provedení náhradní výsadby zeleně.

Bořivoj Leszko

STRABAG Rail, a.s.

Vedoucí provozní jednotky Mosty

Ředitel stavby

Tel.: 725 503 561

E-mail: borivoj.leszko@strabag.com

Optimalizace traťového úseku Děčín východ (mimo)–Děčín-Prostřední Žleb (mimo) (DVPŽ) z pohledu TDS

Marek Urválek, DiS., Technický dozor stavebníka, asistent správce stavby
Správa železnic, státní organizace, Stavební správa západ

1. Obecně

Správa železnic s.o. v rámci této investiční akce realizuje kompletní výměnu železničního spodku a svršku v délce 1306,7 m. Zároveň na tomto úseku dojde k výměně trakčního vedení a zřízení nového zabezpečovacího a sdělovacího zařízení včetně rekonstrukce železničního přejezdu.

V místech, kde železniční trať prochází obydlenou zástavbou města Děčín, jsou nově vybudovány protihlukové stěny v celkové délce 621 m.

Součástí stavby je také rekonstrukce dvou železničních tunelů. **Děčínský tunel** v délce 401 m, který v délce cca 280 m protíná pískovcový masiv Stoličné hory. Technické řešení (obecně):

- Nová žb. klenba (pasy P1-P12) v délce 120 m, hydroizolace klenby, hydroizolace stávající klenby – líc.
- Svodnice, odvodnění, sanace pomocí injektáží, spárování zdiva, sanace portálů.
- Nové bezpečnostní značení, osvětlení tunelu.

Loubský tunel o celkové délce 124 m. Technické řešení (obecně):

- Rubová hydroizolace klenby, sanační práce v tunelu – sešití trhlin, spárování.
- Odvodnění tunelu.
- Sanace portálů vč. křídel.

Časově a technologicky náročnou částí stavby však byla i samotná výměna ocelového železničního mostu přes řeku Labe, která si v tomto místě ještě částečně uchovala ráz přírodního toku. Původní ocelová kce mostu, v 2. a 3. mostním poli, z roku 1927 byla již na hranici své životnosti a bylo proto nutné ji nahradit. Na její místo byla osazena nová mostní konstrukce – spojitá trámová ocelová svařovaná příhradové kce, bezsvislicové rombické soustavy s dolní ortotropní ocelovou mostovkou. Nový ocelový most je dlouhý 204 metrů a váží 1741 tun. Oproti původnímu řešení je na něm zřízeno průběžné kolejové lože s bezstykovou kolejí. Přes děčínský přístav a sil. komunikaci do Prostředního Žlebu – v poli 1 a 4, je osazena nová čtyřtrámová spřažená ocelobetonová svařovaná plnostěnná kce. s horní žb. mostovkou, taktéž s průběžným kolejovým ložem.

Co se týká spodní stavby mostu, zde proběhla kompletní sanace mostních opěr a pilířů včetně zbudování nových železobetonových úložných prahů.

Tomu všemu však předcházeli rozsáhlé přípravné práce, ať už v samotném korytě řeky Labe, tak v intravilánu města Děčín.

Umístění stavby tak přináší Objednateli i Zhotoviteli menší i větší komplikace, v některých případech i s negativním dopadem na financování stavby.

Mostní objekt se nachází v oblasti CHKO Labské pískovce. V rámci stavby tak bylo nutné zohlednit nejen standardní ochranu přírody a krajiny, ale i ochranu vzácných živočišných druhů jako například bobr evropský a losos obecný.

Omezením pro realizaci stavby bylo také přímé napojení na pozemky a vlečky nákladního přístaviště – Česko-saské přístavy s.r.o., jehož podnikatelské aktivity bylo nutno respektovat. Samotným Loubským tunelem vede jediná přístupová kolej pro přístav. Překladištní plochy přístavu byly využívány ke kompletaci nové ocelové konstrukce mostu. Z těchto důvodů bylo nezbytné, aby investor – Správa železnic s.o., uzavřel s provozovatelem přístaviště nájemní smlouvu k dočasnému užívání předmětných pozemků, a to včetně doložky o vypořádání majetkové újmy/ušlého zisku na odstavném kolejišti.



Obr. 1 – starý vs nový most

2. Tunely

Děčínský i Loubský tunel se nacházejí v těsné blízkosti vilové čtvrti a přilehlého lesoparku „Kvádrberk“. Tato skutečnost přinášela automaticky další komplikace pro investora. Snažili jsme se proto co nejvíce spolupracovat se zástupci města a pravidelně je informovat o aktuálním dění na stavbě. Standardně se jednalo o oplocení staveniště, koordinaci uzavírek jednotlivých komunikací, náhradní trasy pro IZS, čištění komunikací, ochranu veřejné zeleně atd. Stavba zasáhla okrajově i přilehlý lesopark. Z tohoto důvodu se mezi položkami stavby objevila, pro železniční stavby netradiční položka, nové dětské hřiště.

Konfigurace terénu a přilehlá vilová čtvrť s nemocnicí si naopak tradičně vyžádaly přeložky řady inženýrských sítí. Jednotlivé IS sice byly součástí projektové dokumentace, ale jejich reálné umístění, poloha a především stavebnětechnický stav neodpovídali obdrženým podkladům. Jenom nad portálem Loubského a Děčínského tunelu tak bylo nutné realizovat 21 přeložek inženýrských sítí včetně např. hlavního přivaděče pitné vody, který zůstal uložen na konstrukci tunelu.

Zásadním problémem při výstavbě byla ale zjištěná odlišná geologie Děčínského tunelu, která se ve svém důsledku promítla do nutnosti prodloužení výluky žel. provozu. V průběhu vrtání pramencových trvalých kotev v operách tunelu v průběhu března a dubna 2022 bylo zjištěno, že zastížené materiály jsou výrazně horší, než bylo předpokládáno v projektu. V oblasti kotvení pasů TP2 – TP7 byly u více kotev zastíženy velmi výrazně rozdílné polohy jílu a písku v kombinaci s podzemní vodou, navíc s velkými balvany tvrdé horniny s pravděpodobným obsahem křemene v mocnosti 1,5 – 2,2 m. V dotčených geologických podmínkách tak došlo k výraznému zpomalení postupu vrtání až na 1 kotvu za směnu. Navíc v zastížené geologii docházelo k výrazným nadspotřebám cementové zálivky až na 1000 l/vrt. Následkem bylo zpoždění prací i cenový nárůst položek. Pro eliminaci zpoždění jsme vyzvali Zhotovitele, aby zavedl dvousměnný provoz při vrtání. Bohužel jsme od něj museli upustit hned po první návštěvě Městské policie z důvodu rušení nočního klidu.

Odlišná geologie měla také negativní vliv na samotné zajištění stavební jámy pro výměnu klenby v tunelu. Vzhledem ke zjištěným skutečnostem, z důvodu zajištění bezpečnosti při kritických krocích výstavby, bylo nutné doplnit geotechnický monitoring. Měření navržené v PDPS tak bylo navíc doplněno o měření sil v rozpěrách v sedmi profilech tunelu a doplnění konvergenčních profilů v místě měřených rozpěr. Vše bylo navíc napojeno na varovný systém, který v případě nebezpečí „vyhnal“ všechny přítomné z tunelu.

Po přesunutí prací do ražené části Děčínského tunelu jsme narazili na další komplikace. V pasech TP21 – P2 bylo předpokladem projektové dokumentace dotěžení na skalní podloží. Při odtěžení železničního spodku nebyl zastížen předpokládaný stav výrubu počvy, ale kromě pískovce se narazilo na větší množství bahnitých usazenin s četnými průsaky podzemní vody.

Tyto nově zjištěné skutečnosti vyvolaly nutnost přepracování DSP+PDPS (dále jen PD) počvy tunelu a po několika jednáních za účasti odborného garanta GŘ SŽ, O13, bylo schváleno nové technické řešení. To spočívalo v odtěžení a odfrézování kamenné



rovnaniny počvy. V ose středové stoky byla provedena frézovaná rýha šířky 800 mm do hloubky 335 mm pod úroveň podkladního betonu původně navržené středové stoky. Do ní byla osazena pracovní drenáž DN 200, obsypaná drenážním štěrkem. Větší prohlubně a otvory po vylomených kamenech pod úrovní tunelového dna byly vyplněny rovněž drenážním štěrkem. Na takto upravený povrch byla vybetonována separační a podkladní vrstva betonu – deska tloušťky cca 50–150 mm s výztuží nekovovou sítí z čedičových vláken.

Veškeré tyto práce nebyly součástí PD a měly tak další negativní vliv na finanční prostředky, věcný a časový HMG stavby, převážně pak na ukončení výlukových prací.

Loubský tunel: po odkrytí svrchních vrstev na rubu tunelu bylo zastiženo větší množství trhlin, než předpokládal projekt a jeho stavebnětechnický průřez. Nadbetonávka klenby byla navíc shledána nesoudržná a případná oprava pomocí sanace by nezajistila požadovanou funkci. Oproti PD tak bylo nutné provést sanaci většího množství trhlin a také novou ochrannou vrstvu, tvořenou stříkaným betonem s výztuží nekovovou sítí z čedičových vláken.

V důsledku nově vzniklých skutečností byla na stavbě zřízena Rada monitoringu tunelu (RAMO), a to v následujícím složení: zástupce investora, technický dozor stavebníka, majetkový správce tunelu, stavbyvedoucí zhotovitele, projektant DSP, projektant RDS, geotechnik stavby, ale také specialisté z Kloknerova ústavu a v neposlední řadě zástupce firmy provádějící monitoring a geotechnické měření tunelu. Náplní práce RAMO bylo pravidelné vyhodnocování výsledků geotechnického měření, kontrola postupu a kvality prací a jejich vliv na okolí, vyhodnocování nově vzniklých situací včetně zpracování návrhů na jejich řešení.



Obr. 3 – Děčínský tunel – počva

3. Mosty

Požadavek Zhotovitele na změnu technologie montáže NOK.

Zhotovitel na úvodních koordinačních jednáních postupně avizoval změnu technologie montáže nové ocelové konstrukce přes řeku Labe. Původní, projektem navržená a v nabídce oceněná varianta podélného výsunu byla nahrazena variantou zaplavení za použití „pontonů“.

Takto výrazná změna technologie podléhá schválení investora, proto byla zahájena jednání za účasti odborných konzultantů a organizací majících v gesci správu toku Labe a organizaci samotné plavby – Státní plavební správa. Změna jako taková vyvolal kladný ohlas u veřejnosti, ale u dozorovacího týmu objednatele už tolik ne. Obecně se tato technologie dala akceptovat jako „akcelerační řešení“, které je současně i přínosem pro ochranu životního prostředí – zejména snížení rozsahu zásahů do koryta řeky. Současně ale bylo nezbytné

posoudit s tím spojená rizika, která původní schválené projektové řešení eliminovalo/minimalizovalo – povodňové stavy + nestabilita průtoku vody/výšky vodní hladiny na dolním toku Labe v letních měsících či naopak příp. povodňové stavy.

V případě takto vyvolaných komplikací by byla zásadním způsobem ohrožena výluka, s dopadem na přeshraniční žel. provoz.

Investorem predikovaná nestabilita průtoku vody/výšky vodní hladiny na dolním toku Labe se nakonec ukázala jako více než reálná. Z původně avizované změny technologie montáže NOK (podélný výsun vs. zaplavení) se tak zhotovitel nakonec vrátil k modifikaci podélného výsunu dle DSP, s tím rozdílem, že jednotlivé části NOK byly na místo výsunu dopraveny pomocí speciálního pásového jeřábu. Kolísavost vodní hladiny omezila i výstavbu bárek a manipulaci v říčním toku. Tuto kritickou situaci nakonec naneštěstí vyřešil rozsáhlý požár přilehlého národního parku, kdy byla z důvodu hasebních prací uměle zvýšena vodní hladina.



Obr. 4 – přesun části NOK

4. Závěr

Stavba z pohledu TDS. Dovolím si konstatovat, že se jednalo o stavbu opravdu unikátní, a to nejen svým rozsahem, ale i použitím technologií výstavby na relativně krátkém úseku trati.

Pro mě osobně byla práce TDS na této stavbě velkou odbornou a pracovní výzvou a také splněným přáním.

Souběžně s touto náročnou stavbou probíhaly i další významné investiční akce Správy železnic, na kterých náš tým investora také působil, a tak si zvládnutí tohoto objemu dozorovací činnosti vyžádalo mimořádné úsilí a celodenní pracovní nasazení.

Přejímek na jednotlivých stavebních objektech bylo nespočet a jak to tak bývá, zpravidla vycházeli na stejný den. Proto bych rád poděkoval kolegům a odborným podporám TDS, kteří mi pomáhali situaci zvládnout, jmenovitě – viz seznam jmen níže.

Ing. Jan Laifr, Správa železnic, státní organizace

Ing. Andrea Milerová, IWE, Kloknerův ústav, ČVUT v Praze

Ing. Tomáš Bittner, Ph.D., Kloknerův ústav, ČVUT v Praze

Ing. Kuruc Jiří, Správa železnic, státní organizace, Oblastní ředitelství Ústí nad Labem

Marek Urválek, DiS,

Správa železnic, státní organizace, Stavební správa západ

Technický dozor stavebníka, asistent správce stavby

Tel.: 725 889 689

E-mail: urvalek@spravazeleznic.cz

Rekonstrukce mostů v evidenčním km 169,796 a 170,052 na železniční trati Brno–Česká Třebová

Ing. Marek Rusňák, Ing. Antonín Směták, Ing. Petr Hodonský, Ing. Petr Štásta
FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a. s.

1. Úvod

Na železniční trati Brno – Česká Třebová v km 169,796 (SO 04-19-07) a km 170,052 (SO 04-19-08) přemostují řeku Svitavu a silnici II. třídy dva mostní objekty, u nichž došlo v letech 2021 a 2022 k přestavbě v rámci stavby Brno, Maloměřice – Adamov, BC. Původní mosty byly celkem o pěti polích, jejich krajní pole byly tvořeny železobetonovými deskami se zabetonovanými ocelovými nosníky a zbývající tři vnitřní prostá pole tvořily trémové nýtované konstrukce s horní prvkovou mostovkou. Nově byly tyto objekty nahrazeny dvěma obloukovými celosvařovanými ocelovými konstrukcemi o jednom poli.

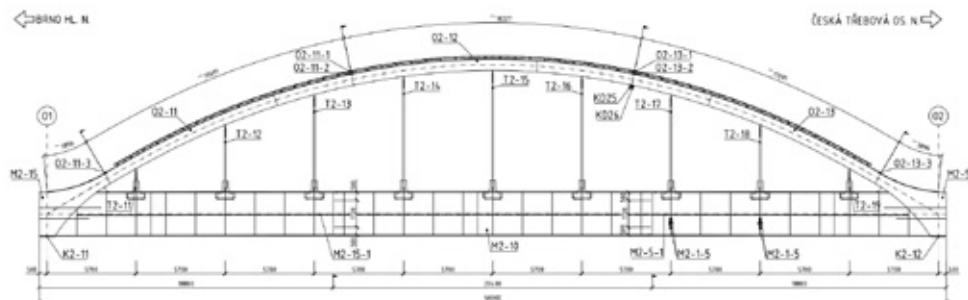
2. Charakteristika nových mostů

Tvarově jsou nové nosné ocelové konstrukce obou mostů identické o rozpětí 57,00 m a vzeptí oblouků 9,50 m. Hlavní nosníky obou mostů jsou tvořeny trámy, jež jsou vyztuženy pomocí oblouků s mezilehlými táhly (tzn. Langerovy trámy). V příčném řezu je mezi trámy dolní ortotropní mostovka tvořící žlab pro kolejové lože. Volná výška na mostě je shora omezena ztužujícími příčlemi mezi jednotlivými oblouky.

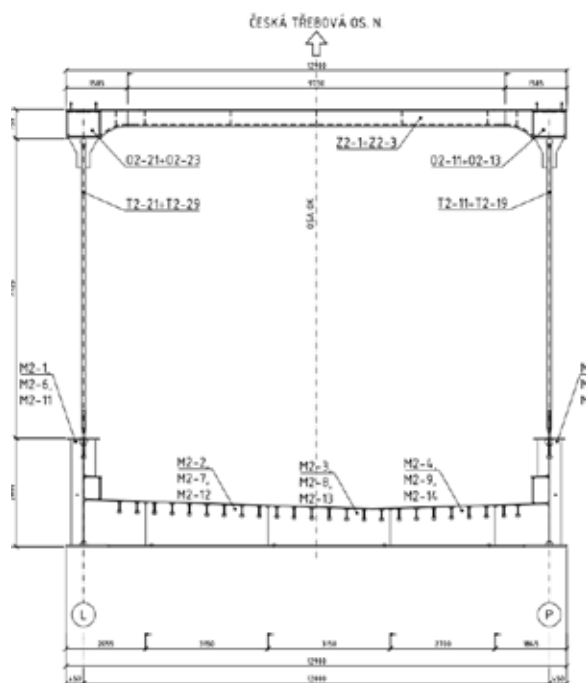
Šířkové uspořádání a celková šířka obou mostů 12,90 m vychází s ohledem na dodržení VMP obou kolejí z toho, že mosty převádí dvoukolejnou trať ve směrovém oblouku o poloměru 354 m (kolej č. 1) a 349,9 m (kolej č. 1). Výškově trať ve směru staničení stoupá ve sklonu cca 4,50 ‰ v (SO 04-19-07) a cca 2,02 ‰ (SO 04-19-08).

V nově navrženém stavu mají oba mosty kolmou šikmost. Jejich přemostovanou překážkou je v obou případech koryto řeky Svitavy a silnice II. třídy. Jednotlivé mosty kříží koryto řeky pod úhlem cca 69° (SO 04-19-07) a 65° (SO 04-19-08). Při návrhovém průtoku Q100 jsou

odtokové poměry oproti původnímu řešení značně zlepšeny a nově je volná výška pod mostním objektem 0,92 m (SO 04-19-07), respektive 0,65 m (SO 04-19-08).



Obr. 1 – Podélný řez ocelovou konstrukcí



Obr. 2 – Příčný řez ocelovou konstrukcí

3. Založení mostu a spodní stavba

Nevyhovující původní spodní stavba byla v nutném rozsahu vybourána a nově nahrazena opěrami výšky cca 8.80 m (SO 04-19-07) a 8.40 m (SO 04-19-08) z betonu C25/30 a uložínymi bloky z betonu C35/45. Opěry jsou uloženy na podkladním betonu C16/20. Rovnoběžná zavěšená křídla opěr jsou z betonu C30/37 a jsou zhotovena s půdorysným vychýlením 5° (SO 04-19-07) a 6° (SO 04-19-08), jež kopíruje směrové poměry v oblouku.

Založení objektů bylo v závislosti na IGP průzkumu realizováno jako hlubinné pomocí velkopřůměrových pilot z betonu C25/30 a průměru 1200 mm vetknutých do skalního podloží R2-R3. Piloty byly provedeny metodou tzv. hluchého vrtání z vrtné plošiny. Zmíněný způsob založení byl zvolen také s ohledem na to, že plošné základy v blízkosti koryta řeky a se základovou spárou poblíž úrovně hladiny spodní vody samostatně staticky nevyhoví.

4. Nosná ocelová konstrukce

Jako převládající materiál nosné konstrukce byla až na výjimky použita ocel S355J2+N, jež byla použita pro všechny plechy s tl. ≤ 40 mm. Pro styčnickové plechy táhel tl. 55 mm byla pak použita ocel S460NL. Z oceli S460NL byla původně navržena i tyčová táhla KR100, ale ta byla v průběhu výroby nahrazena táhly stejného profilu z oceli 1.5217 (20MnV6), jež svými parametry materiál S460NL ekvivalentně nahrazuje.

Trámy jsou navrženy jako svařované otevřené I-profil s tl. stěn 18 mm a tl. pásnic 40 mm a o celkové výšce 2720 mm. V místech napojení tyčových táhel KR100 jsou pak stěny trámů zesíleny na tl. 55 mm. Celkem je každý trám vynášen pomocí 9 ks táhel.

Ztužující oblouky jsou navrženy jako svařované uzavřené truhlíky s tloušťkou stěn a pásnic 30 mm. Táhla jsou k obloukům opět připojena pomocí styčnickových plechů tl. 55 mm. Jednotlivé dvojice ztužujících oblouků jsou navíc příčně propojeny a ztuženy vždy pomocí trojice truhlíkových příčl s tl. stěn a pásnic 20 mm.

Mostovka je ortotropní s podélnými výztuhami a příčnický. Mostovkové plechy jsou tl. 14 mm (ve středové části) a 20 mm (v zakončení). V napojení na trámy navazují na mostovkový plech stěny vany kolejového lože společně s chodníkovými plechy. Oba tyto prvky jsou tvořeny plechy tl. 14 mm. Podélné výztuhy šířky 280 mm z plechů tl. 24 mm jsou na mostovkovém plechu rozmístěny s příčnou roztečí 450 mm.

Mezilehlé příčnický jsou tvořeny I-profil s horní pásnicí tvořenou mostovkovým plechem s min. výškou v úžlabí 985 mm. Jejich dolní pásnice jsou z plechů tl. 30 mm a stěny z plechů tl. 16 mm. Koncové příčnický jsou tvořeny obdobně jako mezilehlé, ale jejich stěny a pásnice jsou z plechů tl. 40 mm. Pro účely montáže jsou navíc koncové příčnický opatřeny svislými výztuhami z plechů tl. 24 mm a roznášecími deskami z plechů tl. 30 mm pro zvedání na hydraulických lisech.

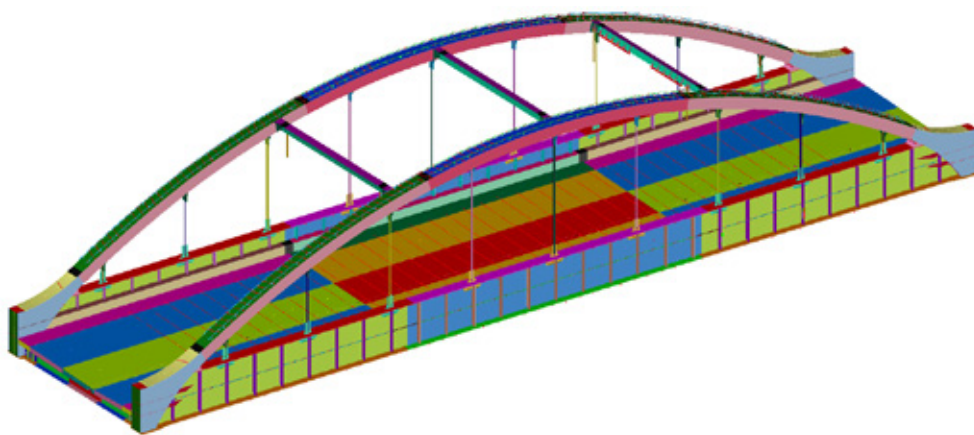
Oba mosty jsou vyrobeny s nadvýšením kopírujícím tvar paraboly 2° se vzepětím 40 mm uprostřed rozpětí mostů. Toto nadvýšení odpovídá průhybu od stálého zatížení a dále navíc od 25 % nahodilého zatížení dopravou.

Jako protikoroziční ochrana byla zvolena kombinace zároveň stříkaného povlaku a ochranného nátěrového systému „ŽSP + ONS 02“ dle SŽDC S5/4. Dolní povrch a stěny vany kolejového lože jsou opatřeny vodotěsnou bezešvou izolací.

5. Výroba a montáž ocelových konstrukcí

Výroba obou ocelových konstrukcí mostů proběhla v mostárně společnosti Firesta-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s., jež měla na starosti i jejich montáž. Nejprve byly vyrobeny jednotlivé montážní dílce, které byly následně převezeny na montážní plošiny na stavbě, kde byly všechny dílce svařeny v jeden celek.

Dělení na jednotlivé montážní dílce, jež byly nastíněno v dokumentaci ve stupni DSP, bylo pro výrobu akceptovatelné a vycházelo se z něj i při tvorbě výrobní a montážní dokumentace. Jako podklad pro tvorbu výrobní dokumentace sloužil detailně zpracovaný 3D model nosné ocelové konstrukce mostů v nadvýšném tvaru.



Obr. 3 – 3D model pro tvorbu výrobní dokumentace

Půdorysně jsou mostovka a trámy každého z mostů montážně děleny podélně na 3 části a příčně na 5 částí. Celkem tedy na 15 montážních dílců – 6 dílců trámových a 9 dílců mostkových. Jednotlivé oblouky jsou pak vždy děleny na 3 kusy a na jeden most tedy připadá 6 dílců oblouků. Zárodky oblouků jsou součástí krajních trámových dílců. Oblouky jsou dále příčně propojeny vždy pomocí 3 ztužujících příčlích, kde každá z nich tvoří samostatný dílec. Samotné propojení trámů a oblouků je v místech příčníků realizováno pomocí celkem 18 dílců táhel.



Obr. 4 – Výroba trámů a mostovky
– vana kolejového lože



Obr. 5 – Výroba trámů a mostovky
– detail zárodku oblouku



Obr. 6 – Transport mostovkového dílce na stavbu

Po svaření dílců v mostárně u každého z nich proběhla dílenská přejímka. Při dílenské přejímce byly jednotlivé dílce zkontrolovány, geodeticky zaměřeny a jejich rozměry byly porovnány s jejich projektovanými rozměry v nadvýšeném stavu. U všech uzavřených dílců byla navíc provedena zkouška těsnosti. Jednotlivé dílce byly následně v areálu mostárny otryskány a opatřeny systémem PKO. Takto upravené dílce byly převezeny na stavbu, kde pro ně byly vytvořeny provizorní montážní plošiny.

Montážní plošiny byly umístěny nad korytem řeky Svitavy vždy tak, aby z nich byl možný příčný zásun celých svařených konstrukcí mostů do definitivního mostního otvoru. Plošiny byly uloženy na podpěrách ze systému PIŽMO, jež byly částečně založeny na březích řeky a částečně v jejím korytě. Jednotlivé montážní dílce trámů a mostovek byly pak na montážních plošinách podepřeny vždy v místech podélných montážních styků a dále byly tyto dílce navíc podepřeny i v polovinách jejich rozpětí pro eliminaci jejich svislého průhybu při montáži. Nejprve byly na stavbu navezeny dílce trámů a mostovek, jež byly následně jeřábem osazeny na montážní plošiny, kde byly montážně svařeny v jeden celek. Po svaření mostovkových a trámových dílců byly na takto svařené konstrukce osazeny dvojice montážních věží, jež byly umístěny vždy cca ve třetinách délky mostů. Tyto věže sloužily pro osazení a svaření dílců oblouků a příčlů. Po svaření oblouků a příčlů došlo k odskrutžení oblouků, následnému přivaření táhel a dále k odskrutžení mostovky. Takto svařené konstrukce, včetně čtveřice již předem osazených kalotových ložisek, byly příčně zasouvány po výsuvných drahách z roštových nosníků až do přibližné definitivní polohy v mostním otvoru. Po přesunutí do přibližné polohy byly jednotlivé mosty spuštěny a rektifikovány do projektované polohy pomocí hydraulických lisů. V definitivní směrové a výškové poloze byly pak ložiska podlity a následně došlo ke kompletaci dilatačních závěrů mostů.



Obr. 7 – Montáž trámů a mostovky



Obr. 8 – Montáž oblouků

6. Kolejové lože a příslušenství

Kolejové lože má před a za mostními objekty otevřený tvar a na mostním objektu je navrženo jako uzavřené. Pro obě koleje jsou na obou mostech použity kolejnice 60E2, jež jsou osazeny na betonové pražce B91 S/2. Obě koleje jsou s ohledem na jejich umístění ve směrovém oblouku navrženy s převýšením $D = 145 \text{ mm}$.

Na mostech jsou vedeny v chráničkách v kolejovém loži inženýrské sítě – zabezpečovací a silnoproudové kabely NN SŽDC a sdělovací kabely CETIN. Na závěsech na příčlích oblouků jsou osazeny kabely trakčního vedení.

Pro účely údržby jsou na vnějších stranách trámů umístěna revizní madla z profilů TR $\varnothing 44,5 \times 4$. Dvojice madel ze stejných profilů jsou osazeny i na všech obloucích, kde jsou navíc doplněny o revizní příčky z profilů KR25, jež jsou navařeny přímo k hornímu povrchu horních pásnic oblouků a jež slouží jako podpory při pohybu revizního personálu na obloucích.

Vzhledem k dostatečné výšce plnostěnných trámů nad kolejovým ložem nejsou madla zábradlí osazena na vnitřních stranách ocelových trámů. Zábradlí z profilů TR $\varnothing 44,5 \times 4$ bylo navrženo pouze na rovnoběžných křídlech, kde horní povrch madel navazuje na horní povrch římsových zídek.

7. Závěr

Výstavba obou mostů probíhala za úplného vyloučení železničního provozu a trvala cca 8 měsíců. Oba mosty byly dokončeny na konci roku 2022 a před jejich uvedením do provozu byla provedena statická a dynamická zatěžovací zkouška. Realizací těchto konstrukcí došlo především k odstranění propadů rychlosti na trati a ke zvýšení bezpečnosti. Rekonstrukce výrazně přispěla ke zlepšení rozhledových poměrů na silnici II. třídy v podjezdu trati a zároveň po odstranění mezilehlých podpor v řece dolní hrana mostních objektů nyní respektuje Q100.

Pro výrobu obou mostů bylo použito cca 1156 t oceli.



Obr. 9 – Výsuv konstrukce

8. Účastníci výstavby:

Investor:	Správa železnic s.o.
Objednatel:	STRABAG Rail, a.s. SO 04-19-07 – spodní stavba, NOK, montáž OHLA ŽS, a.s. SO 04-19-08 – NOK, montáž
Zhotovitel:	společnost „MaAda“
Projektant objektu:	SUDOP BRNO, spol. s r.o., SO 04-19-07 – Ing. Štěpán Kameš SO 04-19-08 – Ing. Aleš Kočí
Výroba NOK:	FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a. s.
Zhotovitel dokumentace výroby a montáže OK:	FIRESTA-Fišer, rekonstrukce , stavby a. s.
Zhotovitel montáže OK:	FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a. s.

Ing. Marek Rusňák
FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a. s.
tel.: +420 722 112 631
e-mail: rusnak@firesta.cz



Digital Advancement Academies

Digitální Akademie je místo pro sdílení poznatků a zkušeností lídrů stavebnictví v České republice i ve světě.

- Využijte moderní prostor pro setkávání odborníků z řad investorů, zhotovitelů, projektantů a správců velkých dopravních staveb.
- Zúčastněte se pomocí virtuálních videokonferencí setkání lídrů průmyslu a stavebnictví po celém světě.

Potřebujete proškolit své vlastní zaměstnance? Neustálé doplňování dovedností zaměstnanců je klíčové pro rozvoj firmy.

- Školící centrum svým vybavením umožňuje připravit prostředí pro Vaše firemní vzdělávání.
- Technické vybavení počítačové sítě dovoluje rychlou instalaci programů podle potřeb Vašeho školení.
- Kromě technického vybavení jsou k dispozici jsou i přilehlé prostory předsalí pro odpočinek a plně vybavené zázemí pro občerstvení.



Používání mostních provizorií v minulosti, současnosti a budoucnosti

Ing. Milan Kučera, Správa železnic, státní organizace, Generální ředitelství

Existence člověka na Zemi je nerozlučně spojena s přírodou a životním prostředím. Lidstvo se s různými úspěchem snaží přizpůsobit planetu svým malicherným potřebám. Některé přírodní jevy však zvládnout nedokáže a mohou tak vznikat a také vznikají nejrůznější krizové situace. Zejména na dopravě a je dnešní globalizovaná společnost čím dále více závislá a jakékoliv omezení dopravní infrastruktury je vnímáno nelibě a přináší ekonomické ztráty. Proto je potřeba možný vznik krizových situací a narušování dopravy předvídat, řešit a dokázat na ně rychle reagovat. K tomu je potřeba zajistit potřebné finanční, materiálové a lidské zdroje.



Obr. 1 – Osazení komorového MP

V oblasti infrastruktury jsou při krizových situacích ohroženy hlavně umělé stavby, stavby železničního spodku a zejména mosty přes vodní toky. V neposlední řadě, bez spoluúčasti přírody dokáže ohrozit infrastrukturu svou činností i sám člověk v rámci zápolení o životní prostor, zdroje nebo budování ega, což v současné době bohužel sledujeme v přímém přenosu.

V těchto případech je možno zřídit náhradní přemostění v rámci obnovy dopravní obslužnosti území postiženého mimořádnou událostí, na kterém je vyhlášen příslušný krizový stav a v případě potřeby může být o pomoc požádána i armáda. To je tedy v ČR oblast krizového řízení a plánování která je podrobněji popsána např. v materiálu [1]. I v případě, že nenastane uvedená krizová situace je potřeba zajistit plynulý provoz při stavební činnosti na infrastruktuře. V případě plánované stavební činnosti se postupuje již standardně podle stavební předpisy a stejně probíhá zpracování projektové dokumentace i vlastní realizace stavby.

V případě plánování a organizování stavební činnosti vzniká zejména na železnici v pravdě hamletovské dilema – zda stavět nebo jezdit. V minulé období bylo možná tendence hlavně stavět a zejména prostavět přidělené finanční prostředky. Nyní se v souvislosti s renesancí železnice ukazuje, že je potřeba zachovat dopravní obslužnost – tudíž jezdit. Technologie výstavby je proto potřeba volit a optimalizovat tak, aby bylo provoz omezen a narušen co nejméně. Jedním z prostředků pro zkrácení výluk a omezení provozu je i využití mostních provizorií.

Cílem příspěvku je ukázat v rámcový přehled inventárních mostních provizorií, které jsou k dispozici u Správy železnic. Dále podat základní informace o zásobních jednotkách Správy státních hmotných rezerv (SSHR České rezervy). Nakonec demonstrovat několik případů realizace provizorních přemostění v případě zvládnání živelních pohrom a mimořádností nebo při stavební činnosti. MP se používají i jako dlouhodobější náhrada před provedením definitivního řešení mostního objektu.



Obr. 2 – Mostní provizorium s dvojčítými nosníky

Tabulka 1 - Mostní provizoria SŽ Dvojčité nosníky

Evidenční údaje MP			Technické údaje					
Označení MP	Místo uložení	Správce	Typ	Rozpětí [m]	Délka [m]	Staveb. výška [mm]	Uložná výška [mm]	Z uic
SŽ OR Brno 70 DN - 100	Křenovice	OR Brno	DN	9,69	10,0	427	427	0,793 UIC
SŽ OR Brno 65 DN - 140	Šámalova	OR Brno	DN	13,5	14,0	540	540	0,832 UIC
SŽ OR Brno 72 DN - 150	Křenovice	OR Brno	DN	14,4	15,0	590	590	0,821 UIC
SŽDC 6 27 DN 110	Záboří	OR Hradec Králové	DN	10,5	11,0	528	440	0,955 UIC
SŽDC 6 42 DN 160	Záboří	OR Hradec Králové	DN	15,39	16,0	545	525	0,848 UIC
SŽDC 6 45 DN 160	Záboří	OR Hradec Králové	DN	15,39	16,0	545	525	0,817 UIC
SŽDC 4 07 DN 102	Kunovice	OR Ostrava	DN	9,6	10,2	305		0,91 UIC
SŽDC 4 16 DN 120	Kunovice	OR Ostrava	DN	11,5	12,0	415		0,85 UIC
SŽDC 4 26 DN 185	Kunovice	OR Ostrava	DN	18	18,5	626		0,66 UIC
SŽDC 4 27 DN 185	Kunovice	OR Ostrava	DN	18	18,5	626		0,66 UIC
SŽDC 08 DN-103	Píleň	OR Píleň	DN	9,7	10,3	330		0,85 UIC
SŽDC 19 DN-130	Píleň	OR Píleň	DN	12,6	13,0	375		0,83 UIC
SŽDC 21 DN-140	Píleň	OR Píleň	DN	13,5	14,0	555		1,26 UIC
SŽDC 24 DN-150	Píleň	OR Píleň	DN	14,5	15,0	480		0,91 UIC
SŽDC 01 DN - 090	Teplice z.z.	OR Ústí nad Labem	DN	8,5	9,0	374	374	0,73 UIC
SŽDC 02 DN - 090	Teplice z.z.	OR Ústí nad Labem	DN	8,5	9,0	374	374	0,73 UIC
SŽDC 68 DN - 100	vloženo	OR Ústí nad Labem	DN	9,6	10,0	190+p.d.	190+p.d.	0,69 UIC
SŽDC 71 DN - 105	Teplice z.z.	OR Ústí nad Labem	DN	10,02	10,5	200+p.d.	190+p.d.	0,66 UIC
SŽDC 76 DN - 120	Teplice z.z.	OR Ústí nad Labem	DN	11,7	12,0	280+p.d.	280+p.d.	0,72 UIC
SŽDC 78 DN - 120	Teplice z.z.	OR Ústí nad Labem	DN	11,44	12,0	270+p.d.	270+p.d.	0,746 UIC
SŽDC 84 DN - 140	Teplice z.z.	OR Ústí nad Labem	DN	13,5	14,0	355+p.d.	355+p.d.	111 % C
SŽDC 88 DN - 150	Teplice z.z.	OR Ústí nad Labem	DN	14,4	15,0	395+p.d.	395+p.d.	0,68 UIC
SŽDC 91 DN - 150	Teplice z.z.	OR Ústí nad Labem	DN	14,5	15,0	400+p.d.	400+p.d.	130 % C
SŽDC 92 DN - 150	Teplice z.z.	OR Ústí nad Labem	DN	14,5	15,0	455+p.d.	455+p.d.	120 % C
SŽDC 94 DN - 160	Teplice z.z.	OR Ústí nad Labem	DN	15,66	16,0	480	490	107 % C
SŽDC 95 DN - 160	Teplice z.z.	OR Ústí nad Labem	DN	15,66	16,0	480	490	107 % C
SŽDC 96 DN - 200	Teplice z.z.	OR Ústí nad Labem	DN	19,52	20,0	640	630	100 % C
SŽDC 97 DN - 200	Teplice z.z.	OR Ústí nad Labem	DN	19,52	20,0	640	630	100 % C
SŽDC 01 DND-078	Píleň	OR Píleň	DND	7,6	7,8	220	220	0,82 UIC
SŽDC 04 DND - 078	Teplice z.z.	OR Ústí nad Labem	DND	7,6	7,8	200	200	0,82 UIC
SŽDC 63 DND - 078	Teplice z.z.	OR Ústí nad Labem	DND	7,6	7,8	200	200	0,82 UIC
SŽDC MP 54 DNP - 065	Záboří	OR Hradec Králové	DNP	6	6,5	154	154	0,862 UIC
SŽDC MP 58 DNP - 065	Záboří	OR Hradec Králové	DNP	6	6,5	154	154	0,862 UIC
SŽDC 02 DNP-065	Píleň	OR Píleň	DNP	6	6,5	198	198	0,78 UIC
SŽDC 05 DNP-065	Píleň	OR Píleň	DNP	6	6,5	198	198	0,78 UIC
SŽDC 10 DNP-065	Píleň	OR Píleň	DNP	6	6,5	198	198	0,78 UIC
SŽ OR Brno 52 DNPu - 065	Křenovice	OR Brno	DNPu	6	6,5	154	154	0,834 UIC
SŽ OR Brno 57 DNPu - 065	Křenovice	OR Brno	DNPu	6	6,5	154	154	0,834 UIC
SŽDC 4 07 DNPu 065	Kunovice	OR Ostrava	DNPu	6	6,5	154	154	0,67 UIC
SŽDC 4 08 DNPu 065	Kunovice	OR Ostrava	DNPu	6	6,5	154	154	0,67 UIC
SŽDC 52 DNPu - 065	Teplice z.z.	OR Ústí nad Labem	DNPu	6	6,5	159	159	104 % C
SŽDC 53 DNPu - 065	Teplice z.z.	OR Ústí nad Labem	DNPu	6	6,5	159	159	104 % C
SŽDC 6 01 DNT 047	Záboří	OR Hradec Králové	DNT	4,2	4,7	80	80	0,760 UIC
SŽDC 6 05 DNT 047	Záboří	OR Hradec Králové	DNT	4,2	4,7	80	80	0,760 UIC
SŽDC 06 DNT-045	Píleň	OR Píleň	DNT	4	4,5	86	86	0,64 UIC
SŽDC 08 DNT-045	Píleň	OR Píleň	DNT	4	4,5	86	86	0,64 UIC
SŽDC 10 DNT-045	Píleň	OR Píleň	DNT	4	4,5	86	86	0,64 UIC
SŽ OR Brno 71 DNTu - 047	Křenovice	OR Brno	DNTu	4,2	4,7	80	80	0,756 UIC
SŽ OR Brno 70 DNTu - 047	Křenovice	OR Brno	DNTu	4,2	4,7	80	80	0,756 UIC
SŽDC 4 57 DNTu 045	Kunovice	OR Ostrava	DNTu	4,07	4,5	80	80	0,60 UIC
SŽDC 4 60 DNTu 045	Kunovice	OR Ostrava	DNTu	4,07	4,5	80	80	0,60 UIC
SŽDC 51 DNTu - 047	Teplice z.z.	OR Ústí nad Labem	DNTu	4,2	4,7	80	80	99 % C
SŽDC 52 DNTu - 047	Teplice z.z.	OR Ústí nad Labem	DNTu	4,2	4,7	80	80	99 % C

Správa železnic dnes pro výše uvedené účely disponuje inventárními mostními provizorii pro kratší rozpětí do 30 m. Ty můžeme v zásadě rozdělit na dvojčité nosníky (DN, DNT, DNTu, DNP, DNPu, DND) a komorové nosníky (KN, KNO). K dispozici u SŽ jsou také v omezeném množství také volné nosníky (VN).

Dvojčité nosníky se vyznačují menším rozpětím 4 až 16 m, nízkou konstrukční výškou a přímým uložením koleje. Některé umožňují zesílení kolejnicového pasu, montáž přímo za provozu (v pauzách), případně bez demontáže koleje (Tabulka 1).

Tabulka 2 - Mostní provizoria SŽ Komorové nosníky

Evidenční údaje MP			Technické údaje					
Označení MP	Místo uložení	Správce	Typ	Rozpětí [m]	Délka [m]	Staveb. výška [mm]	Uložná výška [mm]	Z uic
SŽ OR Brno 52 KN - 185	Křenovice	OR Brno	KN	18	18,5	844	914	1,047 UIC
SŽ OR Brno 57 KN - 185	Křenovice	OR Brno	KN	18	18,5	844	914	1,047 UIC
SŽ OR Brno 51 KN - 215	Křenovice	OR Brno	KN	21	21,5	922	1105	1,004 UIC
SŽ OR Brno 58 KN - 215	Křenovice	OR Brno	KN	21	21,5	922	1105	1,004 UIC
SŽ OR Brno 55 KN - 245	Křenovice	OR Brno	KN	24	24,5	1145	1540	0,989 UIC
SŽ OR Brno 56 KN - 245	Křenovice	OR Brno	KN	24	24,5	1145	1540	0,989 UIC
SŽ OR Brno 54 KN - 306	Křenovice	OR Brno	KN	30	30,6	1380	1820	1,00 UIC
SZDC 6 05 KN 125	Záboří	OR Hradec Králové	KN	12	12,5	514	665	0,855 UIC
SZDC 6 06 KN 125	Záboří	OR Hradec Králové	KN	12	12,5	535	660	0,750 UIC
SZDC 6 19 KN 185	Záboří	OR Hradec Králové	KN	18	18,5	795	930	0,770 UIC
SZDC 6 21 KN 185	Záboří	OR Hradec Králové	KN	18	18,5	700	1000	1,047 UIC
SZDC 6 26 KN 215	Č.Třebová	OR Hradec Králové	KN	21	21,5	835	945	0,930 UIC
SZDC 6 27 KN 215	Č.Třebová	OR Hradec Králové	KN	21	21,5	805	942	0,773 UIC
SZDC 6 31 KN 245	Záboří	OR Hradec Králové	KN	24	24,5	1140	1320	0,786 UIC
SZCZ 6 32 KN 245	Záboří	OR Hradec Králové	KN	24	24,5	1140	1320	0,989 UIC
SZDC 6 36 KN 275	Č.Třebová	OR Hradec Králové	KN	27	27,5	1232	1655	0,801 UIC
SZDC 6 41 KN 305	Záboří	OR Hradec Králové	KN	30	30,5	1340	1840	0,970 UIC
SZDC 4 01 KN 185	Kunovice	OR Ostrava	KN	18	18,5	805	940	0,77 UIC
SZDC 4 02 KN 185	Kunovice	OR Ostrava	KN	18	18,5	805	940	0,77 UIC
SZDC 4 03 KN 215	Kunovice	OR Ostrava	KN	21	21,5	940	1075	0,81 UIC
SZDC 4 04 KN 215	Kunovice	OR Ostrava	KN	21	21,5	940	1075	0,81 UIC
SZDC 4 05 KN 306	Kunovice	OR Ostrava	KN	30	30,6	1400	1850	0,81 UIC
SZDC 4 06 KN 245	Kunovice	OR Ostrava	KN	24	24,5	1110		0,95 UIC
SZDC 4 07 KN 245	Kunovice	OR Ostrava	KN	24	24,5	1160	1560	0,95 UIC
SZDC 03 KN-155	Plzeň	OR Plzeň	KN	15	15,5	620		0,88 UIC
SZDC 05 KN-185	Plzeň	OR Plzeň	KN	18	18,5	800		0,91 UIC
SZDC 06 KN-185	Plzeň	OR Plzeň	KN	18	18,5	800		0,91 UIC
SZDC 07 KN-215	Plzeň	OR Plzeň	KN	21	21,5	950		0,93 UIC
SZDC 09 KN-245	Plzeň	OR Plzeň	KN	24	24,5	1110		0,96 UIC
SZDC 10 KN-245	Plzeň	OR Plzeň	KN	24	24,5	1110		0,96 UIC
SZDC 11 KN-275	Klatovy	OR Plzeň	KN	27	27,5	1306		0,99 UIC
SZDC 08 KN-305	Klatovy	OR Plzeň	KN	30	30,5	1458		1,02 UIC
SZDC 52 KN - 125	Teplice z.z.	OR Ústí nad Labem	KN	12	12,5	539	624	0,84 UIC
SZDC 63 KN - 185	Teplice z.z.	OR Ústí nad Labem	KN	18	18,5	775	870	0,77 UIC
SZDC 64 KN - 185/103	Teplice z.z.	OR Ústí nad Labem	KN	18	18,5	775	955	100 % C
SZDC 73 KN - 215	Teplice z.z.	OR Ústí nad Labem	KN	21	21,5	975	1070	0,75 UIC
SZDC 87 KN - 245	Teplice z.z.	OR Ústí nad Labem	KN	24	24,5	1136	1316	0,769 UIC
SZDC 91 KN - 275	Teplice z.z.	OR Ústí nad Labem	KN	27	27,5	1237	1637	0,79 UIC
SZDC 93 KN - 306	Teplice z.z.	OR Ústí nad Labem	KN	30	30,6	1400	1760	0,82 UIC
SŽ OR Brno 54 KNO - 125	Křenovice	OR Brno	KNO	12	12,5	478	635	0,855 UIC
SŽ OR Brno 55 KNO - 125	Křenovice	OR Brno	KNO	12	12,5	478	635	0,855 UIC
SŽ OR Brno 51 KNO - 155	Křenovice	OR Brno	KNO	15	15,5	665	845	0,864 UIC
SŽ OR Brno 53 KNO - 155	Křenovice	OR Brno	KNO	15	15,5	663	845	0,864 UIC
SŽ OR Brno 56 KNO-155	Křenovice	OR Brno	KNO	15	15,5	665	845	0,864 UIC
SZDC 6 03 KNO 155	Č.Třebová	OR Hradec Králové	KNO	15	15,5	600	860	0,864 UIC
SZDC 6 11 KNO 155	Záboří	OR Hradec Králové	KNO	15	15,5	600	785	0,761 UIC
SZDC 4 01 KNO 125	Kunovice	OR Ostrava	KNO	12	12,5	455	550	0,79 UIC
SZDC 4 02 KNO 125	km 65,582, T	OR Ostrava	KNO	12	12,5	455	550	0,79 UIC
SZDC 4 03 KNO 155	Kunovice	OR Ostrava	KNO	15	15,5	703	803	0,82 UIC
SZDC 4 05 KNO 155	Kunovice	OR Ostrava	KNO	15	15,5	703	803	0,82 UIC
SZDC 02 KNO-125	Plzeň	OR Plzeň	KNO	12	12,5	450		0,84 UIC
SZDC 03 KNO-125	Plzeň	OR Plzeň	KNO	12	12,5	450		0,84 UIC
SZDC 04 KNO-155	Plzeň	OR Plzeň	KNO	15	15,5	647		0,88 UIC
SZDC 58 KNO - 155	Teplice z.z.	OR Ústí nad Labem	KNO	15	15,5	660	840	0,76 UIC
SZDC 59 KNO - 155	Teplice z.z.	OR Ústí nad Labem	KNO	15	15,5	660	840	0,76 UIC

Komorové nosníky s rozpětím 12 až 30 m jsou nejčastěji používaná provizoria. Využívají se především v případě mimořádností či k provizornímu přemostění při zakládání mostu. Za předpokladu řádného uložení umožňují rychlost až 90 km/h. Provizoria KN lze použít i v koleji v oblouku s převýšením do hodnoty 75 mm (Tabulka 2).

Volné nosníky jsou k dispozici o délce 12 až 26 m a výšce 0,6 až 1,0 m umožňují především variabilní atypické řešení a snazší montáž a manipulaci v terénu.

Počet MP u SŽ byl v minulosti několikrát optimalizován. Z počtu přes 300 ks v roce 2004 na současných 115 ks. Některá MP v nevyhovujícím stavu, nekompletní či nadbytečná byla sešrotována či prodána do soukromého sektoru. Informativní přehled mostních provizorií dvojčitých a komorových ve správě Správy železnic je uveden v tabulce 1 a 2. Aktuální přehled – registr akceschopných MP je k dispozici na internetových stránkách SŽ (<https://www.spravazeleznic.cz/dodavatele-odberatele/technicke-pozadavky-na-vyroby-zarizeni-a-technologie-pro-zdc/zeleznicni-mosty-a-tunely/3.4.seznam-provizoriu>).

Provizoria jsou rozmístěna po celé republice na úložištích v České Třebové, Klatovech, Křenovicích, Kunovicích, Plzni a Teplicích. Podrobnější přehled o jednotlivých typech mostních provizorií dává „Příručka správce železničních mostů a tunelů“ vydávaná O13 oddělením mostů a tunelů v rámci vzdělávacího programu. Jako pomůcky pro navrhování a používání slouží vzorové listy MVL 916 a 917 – Směrnice pro užívání komorových mostních provizorií o rozpětí 12 až 30 m. Správu, evidenci, technické ověřování a podmínky používání MP SŽ upravuje předpis SŽDC S5/2 Správa mostních provizorií.

Správa státních hmotných rezerv spravuje na svých úložištích v Pačejově, Oknech, Chrastu, Studenci a Chropyni, kromě značného množství volných nosníků hlavně vojenská provizoria s příhradovou rozebíratelnou konstrukcí s otevřenou mostovkou pro mosty větších rozpětí typu ŽM 16 a ŽM 60. Konkrétně jde o 10 souprav ŽM 16 o rozpětí 36 m, 10 souprav 48 m a 19 souprav 66 m. Celkem tedy kolem dvou kilometrů. Dále je k dispozici množství volných nosníků a konstrukcí typu PIŽMO vhodných zejména pro spodní stavbu.

Ministerstvo dopravy v rámci krizového řízení pravidelně pořádá ve VS Kojetín např. Kurz projektování provizorních mostů, stavby pilíře železničního mostního PIŽMO nebo krizových manažerů a stavebních organizací v oblasti dopravní infrastruktury zaměřený na dočasnou obnovu železničních a silničních mostů. Pro navrhování a montáž těchto konstrukcí lze použít příslušné „vojenské“ příručky, např.:

[2] Modernizovaný železniční most ŽM 16M,

[3] Železniční most ŽM 16,

[4] Normálie zatímních železničních mostů z IP nosníků,

[5] Mostní pilíř PIŽMO.

Cílem této prezentace bylo seznámit technickou veřejnost se spektrem využitelných mostních provizorií, a to jak ve správě SŽ nebo dalších subjektů. Prezentovat realizované příklady využití ve zmíněných situacích a zejména při stavební činnosti narušující plynulost železniční dopravy. Zde bych chtěl apelovat na projektanty, přípravece staveb, aby se nebály použití MP. Dále na správce mostních provizorií, aby se řádně věnovaly správě a údržbě MP pro udržení řádného pohotovostního stavu.

Literatura:

- [1] „Stavba provizorních mostů ze soupravy MS“, Pavel Maňas – Radovan Soušek a kol., r. 2010.
- [2] Modernizovaný železniční most ŽM 16M – č.j. 5241/VS VUŽ/1980,
- [3] Železniční most ŽM 16 – vydaná pod zn. Žel – 6–2/1-3 1959,
- [4] Normálie zatímních železničních mostů z IP nosníků – č.j. 10459/74 ze dne 7.11.1974,
- [5] Mostní pilíř PIŽMO – vydaná pod zn. Žel – 6– 4/1 1964
- [6] MVL 917 – Směrnice pro užívání komorových mostních provizorií o rozpětí 12 až 30 m

Ing. Milan Kučera

Správa železnic, státní organizace

Generální ředitelství, odbor traťového hospodářství, oddělení mostů a tunelů

Dlážděná 1003/7, 110 00 PRAHA 1

Tel.: 972 524 035

Mobil: 602 705 896

E-mail: Kuceram@spravazeleznice.cz

www.spravazeleznice.cz

Rekonstrukce tunelů č. 7, 8/1, 9 a 10 na trati Brno–Česká Třebová z pohledu projektanta RDS

Ing. Alice Žíttová, Ing. Jaroslav Lacina, AMBERG Engineering Brno, a. s.

1. Úvod

Blanenské železniční tunely se nachází na TÚ 2002 Brno hl.n. (mimo) – Česká Třebová (mimo), který je součástí I. tranzitního železničního koridoru mezi Děčínem a Břeclaví a současně mezinárodních koridorů RFC 5 a RFC 7. Předmětné tunely byly vybudovány mezi městy Adamov a Blansko, kde se trať vine údolím podél řeky Svitavy, ve 40. letech 19. století.

Návrh rekonstrukce tunelů si kladl za cíl zlepšení jejich stavebnětechnického stavu, prodloužení životnosti staveb a v neposlední řadě zvýšení bezpečnosti uvnitř provozovaných tunelů.

2. Blanenské tunely č. 7, 8/1, 9 a 10

Výstavba předmětných tunelů byla dokončena v r. 1848. Některé z tunelů byly od jejich dokončení a následného uvedení do provozu v průběhu času zcela nebo částečně přestavěny. V průběhu času došlo také ke změnám počtu kolejí uvnitř tunelů a rovněž k elektrifikaci tratě.

Blanenský tunel č. 7 s evidenčním číslem 211 a s délkou tunelové trouby 165 m byl kompletně přestavěn v letech 1975 až 1982. Tento dvoukolejný tunel se nachází ve městě Adamov a v žkm 173,586 – žkm 173,751. Ostění tunelu je v délce 108,85 m tvořeno monolitickým betonem případně železobetonem a v délce 56,05 m stříkaným betonem se dvěma vrstvami kotvených ocelových sítí. Rub tunelové obezdívky v ražené části tunelu dle dostupné archivní dokumentace nebyl opatřen hydroizolační vrstvou. Pouze portálové oblasti byly opatřeny izolací z asfaltových pásů. Odvodnění dna tunelu zajišťují dvě

postranní tunelové stoky. Průjezdny průřez je Z-GC pro kolej č. 1 a J-GC pro kolej č. 1. Maximální výška nadloží tunelu je přibližně 45 m.

Blanenský tunel č. 8/1 s evidenčním číslem 812 byl v minulosti, z důvodů deformací tunelové obezdívky a obecně neuspokojivému stavebnímu stavu, několikrát částečně rekonstruován. Rekonstrukce ostění tunelu probíhaly v letech 1897, 1943/44, v roce 1988/90 došlo dokonce ke zjednotnění tunelu z důvodu vestavby železobetonového ostění uvnitř tunelu s původní pískovcovou obezdívkou, další vestavba ostění byla provedena ještě v letech 1995–1997. V rámci nově vestavěného ostění bylo realizováno také množství drenážních svodnic. Odvodnění dna tunelu zajišťuje středová tunelová stoka. Vzhledem ke zjednotnění tunelu byl v r. 1992 východně od tunelu č. 8/1 vyražen tunel nový s označením Blanenský tunel č. 8/2. Blanenský tunel č. 8/1 se nachází poblíž obce Olomučany, v žkm 175,193 52 – žkm 175,688 18. Celková délka tunelu je 494,657 m. Původní klasicistní portálové zdi jsou předmětem pátkové ochrany. Stávající průjezdný průřez uvnitř tunelu je Z-GC. Maximální výška nadloží tunelu je 150 m.

Blanenský tunel č. 9 s evidenčním číslem 213 a délkou tunelové trouby 327,3 m se nachází v žkm 176,722 703 – žkm 177,050 904 a zasahuje do katastru obce Olešná. V letech 1951–1952 došlo k přestavbě tunelové klenby, která byla vytvořena zdívmem z kamenných kopáků a betonových tvárnic. Rub klenby byl, dle výsledků diagnostických prací, pravděpodobně opatřen asfaltovou hydroizolační vrstvou. V roce 1962–1965 bylo provedeno nové opěří tunelové obezdívky z monolitického betonu. Přejechod mezi klenbou a opěrami tvoří železobetonové monolitické prahy. Vrchol klenby byl před rekonstrukcí v r. 2022 lokálně opatřen torkretovou omítkou. Odvodnění tunelu zajišťují dvě postranní a jedna středová tunelová stoka. Průjezdný průřez uvnitř tunelu je Z-GC. Maximální nadloží tunelu je přibližně 77 m.

Posledním z blanenských tunelů je Blanenský tunel č. 10, který se nachází v žkm 177,294 – žkm 177,397, tedy přímo u města Blansko. Tunel je evidován pod číslem 214. Původní tunel z doby výstavby byl dlouhý 90 m a proveden zcela bez obezdívky. K rekonstrukci tunelu došlo v letech 1962–1965, kdy bylo vystavěno monolitické železobetonové ostění a dostavěny byly také železobetonové portály. Touto rekonstrukcí došlo k prodloužení tunelu na 103 m. Odvodnění tunelu je zajištěno dvěma postranními a jednou středovou tunelovou stokou. Průjezdný průřez uvnitř tunelu je J-GC pro kolej č. 1 a Z-GC pro kolej č. 1.

V minulosti bylo ostění blanenských tunelů již mnohokrát sanováno a opravováno, zdroje průsaků byly těsněny injektážemi, ostění zesilováno, a i přesto stále docházelo k různé míře zavodnění tunelů vlivem průsaků vod přes obezdívku.

3. Geologické a hydrogeologické poměry

Zájmová lokalita se nachází z regionálně geologického hlediska v oblasti brněnského masívu. Brněnský masív je zde budován hlubinnými magmatickými horninami – granodiority. Jedná se o biotitické a amfibol-biotitické granodiority. Granodiority jsou většinou narůžověle šedé barvy (způsobené růžovým zabarvením živců), místy se mohou nacházet

i žilné horniny – deriváty – porfyry většinou růžové až načervenalé barvy. Horniny jsou zde nerovnoměrně zvětralé, výrazněji zvětralé jsou především podél puklin, kde mohou být silně až zcela zvětralé charakteru až charakteru hrubozrnného písku. Skalní masiv je většinou hustě všesměrně rozpukáný, jednotlivé bloky mají polyedrický tvar. Skalní masiv je v místech tunelů zdravý až navětralý, většinou hustě všesměrně rozpukáný, jednotlivé bloky mají polyedrický tvar. Pevností odpovídá horninám převážně třídy R2.

Blanenský tunel č. 7 se nachází v prostředí šedého biotitického granodioritu. V těsné blízkosti jihozápadního portálu se nachází zakrytý tektonický zlom s orientací SZ-JV. Při ústí severovýchodního portálu není vyloučena přítomnost přípovrchových fluvialních nivních sedimentů.

Blanenský tunel č. 8/1 a 8/2 se nachází na předělu dvou typů granodioritu. Tunel č. 8/1 je dle geologické mapy vyražen převážně v amfibol-biotitických granodioritech. Do prostoru severního portálu směřuje zakrytý tektonický zlom. Zatímco JJZ svah vrchu nad tunelem je tvořen navětralými až zdravými granodiority, SSZ svah vrchu nad tunelem je tvořen gravitačně rozvolněnými granodiority a mylonity charakteru zemin, což je patrné na morfologii terénu.

V jihozápadní části tunelu č. 10 probíhá tektonický zlom ve směru SZ – JV. Další tektonický zlom se nachází západně od tunelu s orientací SV – JZ. Západně od tunelu se v jeho blízkosti nachází také vrstvy jílovců, pískovců a slepenců křídového stáří.

Prostředí skalních hornin je puklinově propustné. Podzemní voda komunikuje bez vzájemné souvislosti po puklinách. Souvislá hladina podzemní vody v místě tunelů sice neexistuje, dochází zde však při dešťových srážkách a tání sněhu k nasycení puklin skalního masívu.

4. Stavební stav tunelů před rekonstrukcí v r. 2022

Ostění všech zmiňovaných blanenských tunelů je dle závěrů předchozích stupňů projektové dokumentace stabilní. V některých tunelech byly však pozorovány staticky významnější trhliny, zpravidla v portálových tunelových pasech. Dále byly zjištěny fenomény jako průsaky vod přes tunelovou obezdívku, povrchová degradace ostění, degradace výplně spár, sítě trhlín, kaverny v ostění, apod.

Původní odvodnění dna tunelů bylo částečně nefunkční z důvodu zanesených tunelových stok.

Zpevněné plochy nadportálových oblastí a odvodňovací příkopy za portálovými zdmi vykazovaly různou míru poškození a díky tomu docházelo k zatékání dešťových vod přes obezdívku portálových pasů až dovnitř tunelů.

Opěrné a zárubní zdi, především u tunelu č. 8/1, byly taktéž poškozeny a jejich odvodňovací otvory v patě zdi částečně zaneseny. Památkově chráněné zděné klasicistní portály tunelu č. 8/1 byly v uspokojivém stavu.

5. Návrh rekonstrukce tunelů v rámci realizační dokumentace stavby (RDS)

Společnost AMBERG Engineering Brno, a.s. byla oslovena vysoutěženým dodavatelem rekonstrukce tunelů FIRESTA – FIŠER, rekonstrukce a stavby, a.s. k vypracování realizační dokumentace stavby.

Návrh stavebních úprav v RDS měl vycházet z předchozího stupně projektové dokumentace DSP a PDPS. Různé okolnosti však zapříčinily, že v době zpracování dokumentace RDS nebyly splněny všechny předpoklady dokumentace DSP/PDPS. Mezi předpoklady, které nebyly zachovány, patřila znalost výsledků z podrobného doplňkového průzkumu dle rozsahu DSP a příslib dostatečně dlouhé výluky na trati pro realizaci záměru. Z těchto důvodů bylo přistoupeno k optimalizaci návrhu technického řešení stavebních úprav v rámci RDS, kdy si tato optimalizace kladla za cíl snížit rizika spojená s výstavbou. Za rizika spojená s výstavbou se považovala pravděpodobnost nezvládnutí realizace stavby ve zkrácené výluce provozu na trati, nejistý výsledek sanačních prací v horninovém prostředí bez realizace jeho podrobného průzkumu a také dosažení výsledné "suchosti" prostředí uvnitř tunelů.

Zhotovitel stavby spolu s projektantem RDS provedli před započítáním stavebních prací nezbytně nutné průzkumné práce v rozsahu, jež byly umožněny alespoň krátkými výlukami provozu na trati či přístupem k tunelům a přístupností portálových oblastí tunelů. Výsledky z těchto průzkumů spolu s informacemi z předchozích stupňů projektové dokumentace byly podkladem pro návrh optimalizovaného technického řešení rekonstrukce. Úpravy tunelů v rámci RDS byly současně navrženy tak, aby byly dodrženy všechny požadavky objednatele RDS i investora – Správa železnic, státní organizace.

5.1. Průzkumné práce provedené v rámci RDS

Ve všech tunelech bylo, za účelem zjištění stavu ostění, základky i horninového masivu, provedeno georadarové měření v klenbě, opěrách i počvě tunelu. Měření bylo provedeno na sérii 10-14 podélných profilů po stěnách i počvě tunelů. Výsledky tohoto geofyzikálního průzkumu ukázaly tloušťky ostění, případně rozhraní jednotlivých vrstev v rámci tloušťky ostění (případ tunelu č. 8/1), dále mocnost základky tunelu a anomální zóny v horninovém masivu v oblasti dosahu radaru. Mezi nejvýznamnější skutečnosti zjištěné georadarovým průzkumem můžeme zmínit např. přítomnost anomální zóny v horninovém masivu v jižní části tunelu č. 7 (oblast s ostěním ze SB). Anomální zóna byla zde interpretována jako drcené pásmo nebo puklinová zóna, nejspíše tektonického původu. V tunelu č. 8/1 byl zjištěn předpoklad anomální zóny v horninovém masivu v úseku dlouhém asi 40 m v severní části tunelu, zde se jedná pravděpodobně o horninové rozhraní nebo poruchovou zónu (pravděpodobně tektonický kontakt). Další poruchové zóny byly v tunelu č. 8/1 zjištěny v blízkosti obou portálů, kolem km 175,495 a dále pak složitější systém navzájem se křížujících poruchových zón v km 175,527 – 175,654. Při porovnání s archivními podklady, byla tunelová obezdívka v těchto úsecích vícekrát opravována, injektována apod. Po vestavbě ŽB ostění uvnitř tunelu č. 8/1 v rámci posledních rekonstrukcí se však vestavěné ŽB ostění jeví jako stabilní a bez poruch. Georadarové měření dále potvrdilo informace od pamětníků rekonstrukcí tunelu 8/1 a to to, že základka tunelu je proměnlivé mocnosti od 0,3 m až místy 1,0 m (ojediněle

i přes dosah měření, což je mocnost větší jak 1,5 m). Tyto tloušťky základky tunelu ukazují na značné nadvýlomy, a to nepravidelně v různých místech v rámci celého profilu tunelu. V tunelech č. 9 a 10 byla také zjištěna proměnlivá tloušťka vrstvy základky a to od 0,2 m až 0,7 m

V tunelu č. 8/1 byly dále, za účelem zjištění skutečného stavu tunelového ostění a ověření nízkých charakteristických pevností betonu ostění prokázaných stavebně-technickým průzkumem v rámci DSP, provedeny diagnostické práce. Během krátké výluky provozu na trati byly realizovány celkem 3 sondy (jádrové vrtvy ϕ 100 mm) do ostění tunelu. Z odebraných jádrových vrtů byly v laboratorních podmínkách vytvořeny zkušební tělesa, na nichž byly provedeny zkoušky pevnosti v tlaku. Z provedených prací je nejvýznamnějším nálezem u sondy V-1 (TP 13, v pravé klenbě) volný prostor za ostěním tunelu s výrazným profukováním vzduchu ven z vrtu (vzduch relativně čerstvý), přičemž celková hloubka volného prostoru za ostěním je cca 550 mm. U stříkaného betonu byly zjištěny hodnoty pevností v tlaku poměrně konstantní s pevnostmi v rozmezí 18–26 MPa za předpokladu vyloučení zkušební tělesa 2.1 s prokazatelnou zvýšenou mezerovitostí betonu ve vzorku. U zkušebních těles vyrobených ze vzorků pískovce byla variabilita výsledků výraznější. V každé z provedených sond byla určena velmi rozdílná hodnota výsledných pevností.

Pro ověření skladby základky tunelu č. 9 byly provedeny 4 jádrové vrtvy v oblasti ŽB prahu v patě klenby a těsně pod ním v opěře. Ze čtyřech sond byly tři sondy se zcela zabetonovaným, případně dodatečně proinjektovaným kontaktem ostění-výrub. Jednalo se o výplňový beton mezi asfaltovou hydroizolací a vlastním ostěním. Pouze v jednom případě vrt zastíhl základku z úlomků horniny, částečně vyplněnou betonem.

Ve všech tunelech byla dále provedena vizuální prohlídka a kontrola stavu konstrukcí. Provedeny byly také kopané sondy po pravé i levé straně tunelových opěr z důvodu ověření přítomnosti a dimenze tunelových stok a kabelových žlabů.

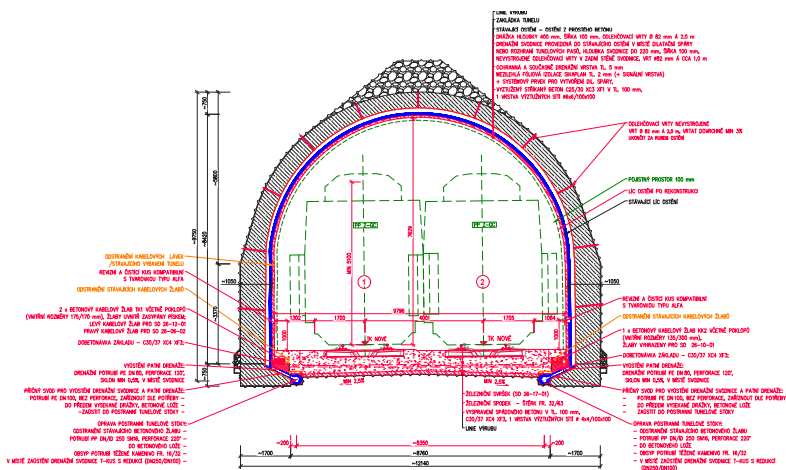
5.2. Návrh technického řešení rekonstrukce

Navrženo bylo celoplošné očištění povrchu ostění a portálů všech tunelů a jejich následnou sanaci, která zahrnovala opravu staticky významných trhlin tzv. sanaci sešitím, těsnění spár a lokálních míst s průsaky injektáží, reprofilace míst s poškozeným betonovým ostěním a nahrazení degradované výplně spár zdiva. Sanace památkově chráněných zděných klasicistních portálů tunelu č. 8/1 byla navržena v souladu s restaurátorským záměrem.

Obecně hlavní změnou oproti navrhované rekonstrukci tunelů v předchozím stupni PD byl návrh celoplošné aplikace fóliové hydroizolační vrstvy na líc již sanovaného tunelového ostění unifikovaně pro všechny tunely. Tento návrh, spolu s množstvím drenážních svodnic, měl zajistit vysoký stupeň dosažené výsledné "suchosti" uvnitř tunelů a dodržení stanoveného termínu pro dokončení stavebních prací. V rámci RDS bylo tedy obecně upuštěno od velkého množství injektáží, za účelem zabránění přítoku vod k rubu ostění, z důvodu nejisté míry účinnosti a časové náročnosti prací. Návrh rekonstrukce tunelů směřoval tedy ke snaze zachovat drenážní funkci základky tunelu a vody z ní řízeně odvádět systémem drenážních svodnic, drenážního potrubí a tunelových stok co nejrychleji ven z tunelu.

Lícová deštníková hydroizolační membrána byla navržena z fólie PVC-P tl. 2,1 mm. Hydroizolační fólie má být aplikována pouze na upravený podklad (líc tunelového ostění) bez větších nerovností a ostrých hran. Mezi fólií samotnou a lícem ostění byla navržena ještě drenážní a současně ochranná vrstva z geotextilie. Tvrdá ochrana hydroizolace byla navržena z vrstvy stříkaného betonu C25/30 XC3 XF1 tloušťky 100 mm. Vrstva SB je vyztužena jednou vrstvou KARI sítě 6 × 100/6 × 100 mm. Přichycení tohoto hydroizolačního souvrství k tunelovému ostění zajišťuje kompatibilní systémové kotvení zaručující vodotěsnost. Do vrtů ϕ 32 mm v rastru 1 × 1 m hloubky 200 mm se na chemickou kotvu vlepuje Sika Anchor – 300. Na nerezovou závitovou tyč ϕ 16 mm zašroubovanou v Sika Anchor 300 je přichycena výtuzná síť tvrdé ochrany izolace a plastové distanční prstence zajišťující správnou pozici výtuzných sítí. Tento systém umožňuje realizaci minimálního počtu kotvení přes izolaci při maximální možné míře utěsnění prostupu. Na základě výsledků vyhodnocení průjezdnosti tunelu, byla vytipována také místa s potřebou lokálního frézování stávajícího ostění malého rozsahu z důvodu kolize navrženého hydroizolačního souvrství s průřezným průřezem.

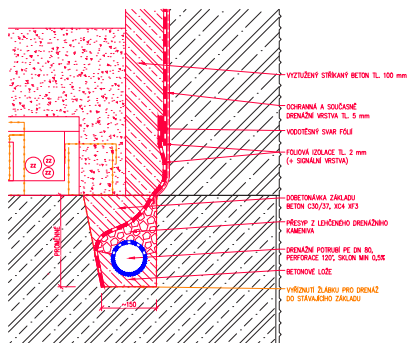
Zakončení hydroizolace v příčném směru bylo navrženo pod povrchem šterku železničního svršku ve dvou možných způsobech. Prvním způsobem je zatažení spodního konce hydroizolace do vytvořené drážky v betonovém základu opěr tunelu, kde je voda dále odváděna patní drenáží z PE DN 80 nebo 100 – viz Obr. 2. Druhým způsobem zakončení hydroizolace je uložení drenážní tvarovky Sikaplan WP Drainage Angel s upravenými rozměry na povrch základových pasů opěr. Na vnější straně stěny tvarovky je předem navařen/nalepen spodní pás hydroizolační fólie. Do prostoru drenážní tvarovky je osazena patní drenáž z perforované trubky PE DN 100 – viz Obr. 3. Patní drenáž v případě obou způsobů je následně přesypána lehčeným kamenivem LIAPOR frakce 8/16 mm. Po provedení zásypu je hydroizolační fólie v obou případech přeložena přes lehčené kamenivo a horní část pásu provizorně přichycen ke stávajícímu ostění tunelu. Horní konec pásu hydroizolační fólie je následně vodotěsně spojen s deštníkovou hydroizolací tunelu. Vyústění patní drenáže je vždy na rozhraní tunelových pasů do nově realizovaných drenážních svodnic a drenážní svodnice jsou následně zaústěny do postranních tunelových stok.



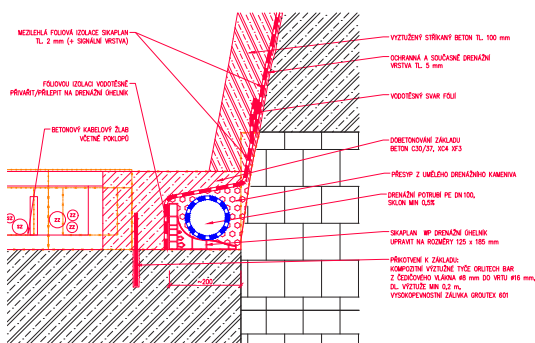
Obr. 1 – Blanenský tunel č. 7 – vzorový příčný řez v místě drenážní svodnice

V tunelu č. 7 bylo v úseku s původním torkretem aplikovaným na skalním výrubu navrženo dodatečné zajištění ostění v předstihu před jeho frézováním a aplikací lícového hydroizolačního souvrství. Dodatečné zajištění je tvořeno kotvením v trvalém provedení – nekovové kotvy délky do 4,0 m.

Původní záchranné výklenky jsou kompletně zachovány. Vlivem aplikace hydroizolačního souvrství však dochází ke zmenšení jejich světлых rozměrů.



*Obr. 2 – Blanenský tunel č. 7
– detail ukončení hydroizolace
a patní drenáže*

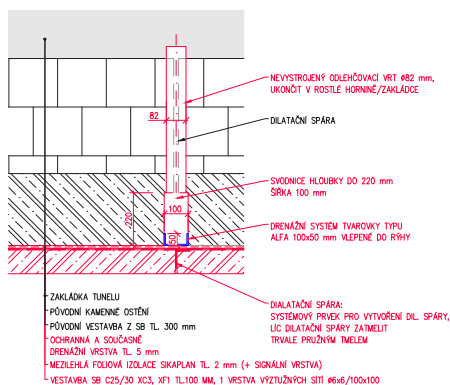


*Obr. 3 – Blanenský tunel č. 8.1
– detail ukončení hydroizolace a patní drenáže*

Drenážní svodnice byly navrženy ve všech dilatačních spárách mezi tunelovými pasy. Prakticky všechny drenážní svodnice jsou zapuštěné, pouze v tunelu č. 7 v úseku s torkretem aplikovaným na skalní výrub jsou svodnice přikládány a kotveny k líci. Zapuštěná svodnice je tvořena drážkou hloubky max. 220 mm a šířky 100 mm po celém obvodu stávajícího ostění. V zadní stěně svodnic (vždy pouze v ražené části tunelu) jsou odlehčovací vrtý 82 mm. Délka odlehčovacích vrtů je odlišná, vrt je ukončen na rozhraní rub ostění/zakládka případně v rámci tloušťky zakládky tunelu. Počet odlehčovacích vrtů je 12 ks/1 svodnici. Odlehčovací vrtů uvnitř svodnic nebyly navrženy v portálových úsecích tunelů. Do drážek jsou při povrchu ostění vlepeny drenážní žlábků typu alfa pro uzavření svodnice. Čištění svodnic bude v budoucnu umožněno pomocí revizních a čistících tvarovek. Voda ze svodnic je odvedena upravenými přípojkami do postranních stok tunelu. V případě tunelu č. 8/1 jsou svodnice vyústěny volně na spádový beton tunelového dna, odkud voda stéká do středové tunelové stoky.

Technický návrh rekonstrukce zahrnoval také vyspravení spádových betonů a sanaci ŽB vrstvy tunelového dna. Navržena byla dále kompletní výměna původních betonových tunelových stok za drenážní potrubí vhodné do vnitřní oblasti zatížení drážní dopravou a současně splňující požadavky pro odvodnění drážních těles. Na tunelových stokách byly vyprojektovány atypické revizní šachty po vzdálenosti 25 m. Navržena byla také výměna původních kabelových žlabů při obou operacích uvnitř všech tunelů za nové.

Portály tunelů jsou další oblastí, ve které došlo k výraznější změně návrhu rekonstrukce oproti předchozímu stupni projektové dokumentace. V předchozím stupni projektové



Obr. 4 – Blanenský tunel č. 8.1
– detail lícového hydroizolačního sou-
vrství a drenážní svodnice

je na původní zpevněnou vrstvu tvořenou betonem nebo kamennou dlažbou aplikována nová vyrovnávací vrstva z betonu C25/20 XC3 XF3 v tl. přibližně 100 mm, na tuto vrstvu je dále položena hydroizolace z volně ložených asfaltových pásů a provedeny ukončovací details, následuje vrstva ochranné geotextílie 300g/m² a dále tvrdá ochranná betonová vrstva z betonu C30/37 XC4 XF3 v tl. 80 mm vyztužená kompozitními sítěmi z čedičových prutů 6×6/100×100 mm. Dále byla navržena rekonstrukce stávajících odvodňovacích příkopů a návrh nových příkopů z prefabrikovaných příkopových tvárnic.

V rámci dokončovacích prací byla navržena aplikace akrylátové penetrace a finálního akrylátového sjednocujícího nátěru na portálech. Uvnitř tunelů byla navržena obnova bezpečnostního značení.

6. Závěr

Během zpracování realizační dokumentace stavby bylo snahou optimalizovat návrh rekonstrukce tak, aby i při změně vstupních dat a délky výluky provozu na trati byl návrh rekonstrukce tunelů jednoduchý a přitom maximálně efektivní.

Investor stavby:	Správa železnic, státní organizace
Projektant RDS:	AMBERG Engineering Brno, a. s.
Zhotovitel:	FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Ing. Alice Žitková
AMBERG Engineering Brno, a. s.
732 503 294, azittova@amberg.cz
Ing. Jaroslav Lacina
AMBERG Engineering Brno, a. s.
731 163 477, jlacina@amberg.cz

Adamov – Blansko, BC

Ing. Gabriela Šoukalová, Ing. Libor Hökl, Ing. Pavel Nani, Bc. Lukáš Roun
FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

1. Úvod

Trať č. 160 Brno – Česká Třebová prochází směrem od Brna meandrujícím údolím řeky Svitavy. Z důvodu složitých směrových poměrů se zde nachází velké množství mostů a tunelů. Trať, včetně tunelů, byla dokončena v roce 1848. Předmětem příspěvku je oprava a sanace tunelů v mezistaničním úseku Adamov–Blansko. Jde o dvoukolejné tunely č. 7, 9, 10 a jednokolejný tunel 8/1. Potřeba opravy tunelů byla vyvolána nutností odstranit nebezpečné místo na trati, ostěním prosakovala voda a v zimním období docházelo k zaledovávání tunelů. Oprava proběhla v rámci stavby Adamov–Blansko, BC za nickolejného provozu během roku 2022.

2. Geologické a hydrogeologické poměry

Zájmová lokalita se nachází z regionálně geologického hlediska v oblasti brněnského masívu. Brněnský masív je zde budován hlubinnými magmatickými horninami – grano-diority, většinou narůžověle šedé barvy. Jedná se o biotitické a amfibol-biotitické grano-diority. Horniny jsou zde nerovnoměrně zvětřalé, výrazněji zvětřalé jsou především podél puklin, kde mohou být silně až zcela zvětřalé charakteru až charakteru hrubozrnného písku. Skalní masív je většinou hustě všesměrně rozpukaný, jednotlivé bloky mají polyedrický tvar.

3. Stavebně technické řešení tunelů před rekonstrukcí

Blanenský tunel č. 7 se nachází v obci Adamov a protíná skalní výběžek meandru řeky Svitavy. Jedná se o dvoukolejný železniční tunel délky 165 m s 22 tunelovými pasy a 2 portálovými pasy. Maximální výška nadloží je přibližně 45 m. Tunel byl vyražen ve skále, portálové úseky byly provedeny jako hloubené. Zásadní rekonstrukce proběhla v letech 1975 až 1982. Jednalo se o kompletní přestavbu. Tunelová trouba je opatřena ostěním z monolitického betonu, mimo pasy TP6 – TP8, kde je ponechán skalní výrub, který je zajištěn kombinací horninových kotev a stříkaného betonu. Vjezdový portál tvoří

předsazená tunelová trouba bez portálové zdi. Zřízena byla jako ochrana před padajícími úlomky hornin z přilehlého skalního zářezu. Výjezdový portál je ukončen portálovou zdí s pravostranným křídlem.

Blanenský tunel č. 8/1 prochází pod zříceninou Nového Hradu. Byl vyražen ve skalním masívu, portálové úseky byly provedeny jako hloubené. Maximální výška nadloží je 150 m. Délka tunelu je 495 m a tvoří jej 22 tunelových pasů. Souběžně s tunelem č. 8/1 je veden tunel č. 8/2. Původní obezdívka tunelu je tvořena pískovcovým zdívkem, které je stále patrné v klasicistních portálových pasech, které jsou památkově chráněny. Tunel byl původně navržen jako dvoukolejný. Následkem četných rekonstrukcí, které byly vyvolány poklesem kleneb některých tunelových pasů, došlo k zjednodušení tunelu, šlo o rekonstrukci z roku 1988/1990, kdy byla provedena první vestavba železobetonového ostění tloušťky 100–250 mm. Následně byla provedena v roce 1995/1997 další vestavba vrstvou stříkaného železobetonu tloušťky 150–350 mm.

Blanenský tunel č. 9 se nachází v blízkosti obce Olešná. Protíná skalní výběžek nacházející se v prostoru meandru řeky Svitavy. Maximální výška nadloží je 77 m. Délka tunelu je 327,3 m a tvoří jej 58 tunelových pasů a 2 portálové pasy. Portály jsou monolitické železobetonové konstrukce, provedeny jako hloubené. Tunelová trouba je ražená, klenba je vyzděna z kamenných nebo betonových kvádrů. Opěry jsou z prostého betonu, v místě přechodu do klenby železobetonové monolitické. V roce 1951/1952 proběhla přestavba kleneb tunelové trouby, mimo portálových hloubených oblastí.

Blanenský tunel č. 10 se nachází v blízkosti obce Olešná. Protíná skalní výběžek nacházející se v prostoru meandru řeky Svitavy a byl vybudován, aby bylo zachováno výškové vedení trasy v úrovni řeky Svitavy bez nutnosti kopírování meandru řeky. Jedná se o ražený tunel s portálovými úseky, vystavěnými v otevřené stavební jámě, který se nachází v místě původního tunelu z roku 1848. Délka tunelu je 103 m a tvoří jej 13 tunelových pasů a 2 portálové pasy.

4. Doplňkový geotechnický průzkum

Součástí realizace stavby byl doplňkový geotechnický průzkum, jako podklad pro zpracování RDS.

V rámci těchto průzkumných prací bylo provedeno ve všech čtyřech tunelech georadarové měření. Cílem měření bylo ověření tloušťky ostění, stav rubu ostění, mocnost zakládky, ověření její přítomnosti, popřípadě absence. Dále ověření homogenity horninového prostředí, vyhledání tektonických poruch, popř. kaveren.

Diagnostické práce byly provedeny za účelem zjištění skutečného stavu tunelového ostění a ověření pevností betonu ostění prokázaného stavebně-technickým průzkumem, jež byl proveden v rámci předchozího stupně projektové dokumentace (DSP). V rámci těchto prací byly realizovány jádrové vrtý ϕ 100 mm do ostění tunelu. Z odebraných jádrových vrtů byly v laboratorních podmínkách vytvořeny zkušební tělesa pro ověření stavu stávajícího ostění tunelu.

Po zahájení výluky 2. traťové koleje byly v říjnu 2021 provedeny kopané sondy pro ověření přítomnosti středových popř. bočních stok, prověření jejich hloubky, sklonu a celkového stavu. Dále se kopanými sondami ověřovala přítomnost protikleneb nebo spádových betonů.

Na základě výsledků těchto doplňkových průzkumných prací bylo přistoupeno ke zpracování RDS.

Zpracovatelem RDS byla firma AMBERG Engineering Brno a.s. Projektovou dokumentaci ve stupni DSP zpracovala firma SUDOP BRNO, spol. s r.o.

5. Koncepce RDS

Hlavním cílem opravy a sanace tunelů bylo zajistit bezpečnost drážního provozu. V předchozích letech docházelo k četným průsakům přes ostění tunelu, což způsobovalo provozovateli, především v zimních měsících, značné komplikace. Docházelo k zaledování tunelu, což způsobovalo ohrožení bezpečnosti a plynulosti železniční dopravy a s tím jsou spojené zvýšené náklady na provoz a údržbu tratě.

Dle závěru „Doplňkového geologického průzkumu“ a obavy z možných průsaků do tunelů i po provedených nákladných injektážích bylo v rámci RDS navrženo provedení celoplošné kotvené deštníkové hydroizolace s železobetonovou ochranou. Tento systém je již v zahraničí používán a spolehlivě brání průsakům vody do líce ostění a zajišťuje odvedení vody z rubu ostění po izolační vrstvě do patních drenáží.

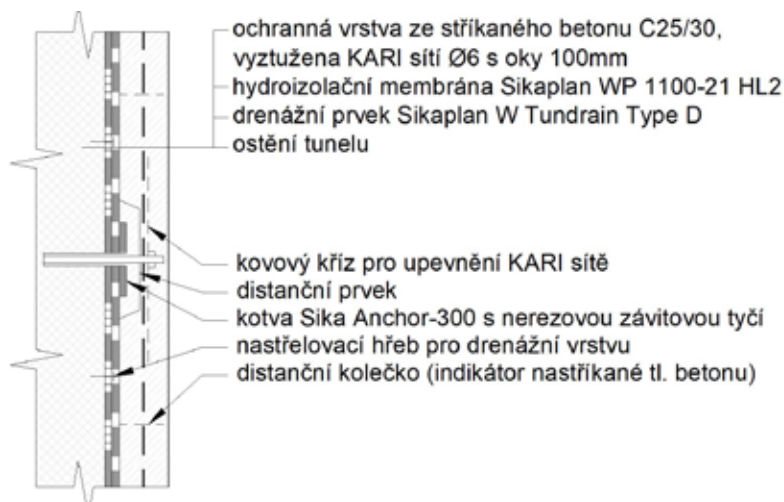
6. Realizace – tunelová trouba

Před aplikací vlastního hydroizolačního systému proběhly sanační práce na stávajícím tunelovém ostění, které tvoří i nadále nosnou konstrukci tunelů.

V místě dilatačních spár tunelových pasů byly diamantovou pilou proříznuty a vybourány svodnice o šířce 100 mm a hloubce 220 mm. Ze svodnic byly následně vyvrtány po 2,0 m odlehčovací radiální vrty průměru 82 mm. Vrty byly vždy provedeny až na rub ostění, aby byl zajištěn odvod vody z rubu ostění a prostoru zakládky. Do vyříznuté drážky pro svodnici byla vlepena drenážní tvarovka Alfa včetně revizních kusů na obou opěrách tunelu. Svodnice jsou zaústěny do podélných stok u pat ostění (tunel č. 7, 9 a 10) nebo přímo na tunelové dno (tunel č. 8/1).

Původní povrch ostění tunelové trouby byl očištěn tlakovou vodou 1250 barů. Byl odstraněn zdegradovaný beton a ostění bylo lokálně reprofilováno v tloušťkách 20 až 80 mm. Provedla se chemická injektáž trhlin nízkoviskózní dvousložkovou polyuretanovou pryskyřicí SANAX PUR Injekt, u větších trhlin bylo provedeno sešití. Použity byly nerezové spirálály SpiBar pr. 10 mm, vkládané do drážky kolmo na trhlínu o délce 1000 mm po 250 mm, vlepováno vysokopevnostním polymercementovým tmelem Groutex Fill In. V tunelu č. 9 proběhla navíc injektáž v celé ploše klenby, tvořené kamennými a betonovými bloky. V rámci doplňkového průzkumu byla zjištěna značná absence spárovací

hmoty, spárování bylo provedeno pouze na prvních cca 120 mm z líce zdiva, při celkové tloušťce bloků okolo 400 mm. Pro vyplnění spár zdiva na celou hloubku byla použita cementová injektáž.



Obr. č. 1 – skladba izolačního souvrství

Po dokončení sanačních prací na stávajícím ostění tunelu bylo přistoupeno k aplikaci vlastního hydroizolačního systému. Výrobce tohoto systému je firma SIKA CZ. Na připravený betonový podklad proběhla montáž plošné drenážní vrstvy Sikaplan W Tundrain, type D. Jedná se o geokompozitní rohož opatřenou na povrchu geotextilií. Ta zajišťuje odvedení případné vody z rubu izolace do patních drenáží. Drenážní vrstva je kotvena nastřelením přes PVC terče, které jsou následně využity pro montáž samotné izolační fólie Sikaplan WP 1100-21HL2. Sikaplan WP 1100-21HL2 je PVC-P fólie tloušťky 2,1 mm s reflexní vrstvou, dodávána v návinech šíře 2,2 m. Na všech čtyřech tunelech bylo použito 25 400 m² fólie. Po aplikaci izolační fólie proběhla montáž kotevního systému. Použity byly kotvy Sika Anchor 300 v rastru 1,0 × 1,0 m. Do stávajícího ostění se přes fólii provedly vrty o průměru 32 mm a hloubky 220 mm. Kotvy byly vlepeny na chemickou maltu Sika Anchorfix-3030, která je vhodná do vlhkého prostředí se seismickou aktivitou. Součástí kotvy Sika Anchor 300 je PVC-P límec, který se přivařil k membráně. Do kotev Anchor 300 se následně našroubovala nerezová závitová tyč M16, délky 280 mm. Závitová tyč se do kotvy Anchor 300 našroubovala v délce 180 mm, zbývajících 100 mm tyče slouží pro přikotvení výztuže z KARI-sítě a současně jako kontrolní bod tloušťky ochranné vrstvy ze stříkaného betonu. Na této tyči není dosaženo předepsané krytí betonu, proto byla použita závitová tyč z nerezové oceli. Celkově bylo osazeno 23 600 ks kotev. Na kotvy M16 se před montáží výztužné sítě osadily distanční prvky pro vymezení prostoru mezi výztuží a membránou. Vlastní výztuž se kotvila přes ocelové prvky ve tvaru kříže. Těmito prvky bylo zajištěno celoplošné ztužení KARI-sítě z důvodu snížení vibrací při aplikaci stříkaného betonu. Aplikace stříkaného betonu přímo na hladkou PVC membránu v kombinaci s výztuží kotvenou v rastru 1,0 × 1,0 m vykazovala riziko velkého spadu. Ztužením síťoviny se spad betonu pohyboval v hodnotách okolo 7%. Jako ochranná vrstva izolace byl navržen stříkaný beton

SB 30 (C 25/30 XC3, XF1) v nominální tloušťce 100 mm. Pro betonovou směs byl použit vysoce účinný superplastifikátor z řady Sika ViscoCrete v kombinaci s urychlovačem z řady Sika Sigunit AL. Celková spotřeba betonové směsi včetně spadu činila 2840 m³.

Trať je elektrifikovaná, bylo tedy třeba vyřešit kotvení konzol trakčního vedení. Kotva Anchor 300 je určena pouze pro průměr závitové tyče M16. Pro kotvení trakčního vedení byl potřeba větší průměr závitové tyče a větší kotvení délka. Kotvy pro trakční vedení M18 byly proto vleповány přímo do vrtu

Tento hydroizolační systém v kombinaci s ochrannou vrstvou stříkaného betonu nebyl doposud v ČR nikdy použit. Aplikuje se v severských zemích nebo např. ve Švýcarsku (silniční tunel v Lungernu).

Součástí rekonstrukce tunelů bylo provedení nového odvodnění. Stávající boční a středové stoky byly vybourány a nahrazeny novými perforovanými kanalizačními PP troubami. Dno tunelu č. 7 je střechovitě spádováno k ostěním tunelu, zde byly vybudovány pouze boční stoky DN 250. Do nich jsou zaústěny svodnice i patní drenáže. V tunelu č. 8/1 je provedena pouze středová stoka PP DN 250. Potrubí z patních drenáží a svodnic je zde vyústěno na spádové betony, po kterých voda stéká do středové stoky. Tunely č. 9 a 10 jsou odvodněny jak bočními kanalizacemi DN 250 (jsou do nich zaústěny svodnice a patní rubová drenáž), tak středovou stokou DN 347. V tunelech č. 9 a 10 byly provedeny nové spádové betony, spádované do středové stoky. Voda z tunelů je odvedena před portály a svedena do odvodnění tratě.



Obr. 2 – aplikace stříkaného betonu v tunelu č. 10



Obr. 3 – opravené dno tunelu č. 10

7. Realizace – portály

Portály tunelů č. 7, 9 a 10 byly kompletně sanovány. Provedlo se celoplošné očištění tlakovou vodou 1250 barů a následná reprofilace hrubou sanační maltou Sika Monop 2002 v tloušťce 20-60 mm. Vzhledem k proměnlivým tloušťkám vrstvy sanační malty a četným trhlinám v podkladu byla tato vrstva vyztužena kotvenou kompozitní sítí o průměru

2,2 mm, oko 50 × 50 mm. Celý povrch byl pak sjednocen jemnozrnnou stěrkou SIKA Monotop 2003. Následně se aplikoval sjednocující nátěr ve skladbě penetrace Sikagard 552 W a vrchní nátěr Sikagard-550 W odstín RAL 7032. Na vjezdovém portálu tunelu č. 10 byla po otryskání povrchu zjištěna staticky významná trhлина ve vrcholu klenby, probíhající přes portálovou zeď a římsu. Tato trhлина byla sešita jak povrchově, stejným systémem jako trhliny v tunelové troubě, tak prostorově kombinací šikmých vrtů, dle návrhu projektanta. Délka vrtů byla 900 mm, vzdálenost mezi vrty 150 mm. Do vrtu byla vlepena helikální výztuž SpiBar o průměru 10 mm na cementovou, injektážní, tixotropní maltu ResiBond MC. Trhлина byla následně proinjektována těsnicí a zpevňující dvousložkovou organicko-minerální pryskyřicí Geoflex.

Klasicistní portály tunelu č. 8/1 jsou předmětem památkové ochrany. Jsou vyzděny z kvádrového pískovcového zdiva. Sanace těchto portálů proběhla dle restaurátorského záměru pod dozorem památkářů. Povrch byl celoplošně očištěn (grafity, lokálně zvětralý povrch) kombinací mechanického čištění kartáči, strojním vysokotlakým parním vyvíječem a čištěním mikro abrazivním. Následně se provedla preventivní bio sanace – ošetření algicidním a fungicidním přípravkem pro kamenné architektury Alkutex BFA. Celkové zpevnění pískovce je provedeno esterem kyseliny křemičité Porosil ZV (Aqua Praha). Pro spárování a implantáty pískovcových kvádrů byla použita malta NHLV-g (Tubag) a malta pro restaurování přírodních kamenných a pískovcových bloků P250 (QUIK-MIX).



Obr. 4 – opravený vjezdový portál tunelu č. 7



Obr. 5 – opravený vjezdový portál tunelu č. 8/1

V nadportálových oblastech tunelů proběhlo odstranění vegetace a odtěžení humózních vrstev. Vybudovaly se nové železobetonové desky, spádované do betonových příkopů, které odvádějí povrchové vody mimo portálovou oblast. Betonové desky, včetně žlabů, jsou opatřeny systémem vodotěsné izolace z asfaltových pásů Paraelast Bridge s tvrdou ochranou z betonu C30/37 XF3, vyztuženého kompozitní sítí.

Uvedený rozsah prací byl proveden od 02/2022 do 08/2022, tedy 7 měsíců.

Literatura

RDS SO 26-29-01 Dvojkolejný tunel Blanenský č. 7 s e. č. 111, Ing. Alice Žíttová, AMBERG Engineering Brno, a.s.

RDS SO 26-29-02 Dvojkolejný tunel Blanenský č. 8/1 s e. č. 112 – provozovaný jednokolejně, Ing. Alice Žíttová, AMBERG Engineering Brno, a.s.

RDS SO 26-29-04 Dvojkolejný tunel Blanenský č. 9 s evid. č. 113, Ing. Jaroslav Lacina, AMBERG Engineering Brno, a.s.

RDS SO 26-29-05 Dvojkolejný tunel Blanenský č. 10 s evid. č. 114, Ing. Jaroslav Lacina, AMBERG Engineering Brno, a.s.

Ing. Pavel Nani

FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Tel.: +420 702 297 809

E-mail: nani@firesta.cz

Bc. Lukáš Roun

FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Tel.: +420 724 079 505

E-mail: roun@firesta.cz

Rekonštrukcia historického tunela v ŽST Bratislava hlavná stanica na medzinárodnej trati Štúrovo–Kúty

Ing. Eduard Biloveský, Valbek SK, spol. s r.o.

1. Úvod

Po viacročných prípravách sa v auguste 2022 započali rekonštrukčné práce na tunelovej rúre č.2 historického Bratislavského tunela, ktorého východný portál sa nachádza iba cca 500 m od komplexu budov ŽST Bratislava hlavná stanica. Dôvodom rekonštrukcie je potreba eliminácie priesakov vody a následných technických porúch na tunelovom ostení Bratislavského tunela č. 1, ktorý je elektrifikovaný a musí spĺňať súčasné kritériá na zaistenie bezpečnosti a plynulosti železničnej prevádzky. Vzhľadom na polohu tunela na medzinárodne frekventovanej železničnej spojnici Budapešť–Bratislava–Brno bolo vládou SR iniciované, aby sa rekonštrukcia realizovala ako národný projekt z európskych finančných zdrojov



Obr. 1 – Pohľad na východný portál Bratislavského tunela (vľavo č. 1, vpravo č. 2)

Operačného programu Integrovaná infraštruktúra. Na podklade projektu vypracovaného firmou Prodex spol. s r.o. (t. č. transformovanej do spoločnosti Valbek SK) s vyčíslenými realizačnými nákladmi 4,1 mil. eur bola investorom GR ŽSR uskutočnená súťaž, v ktorej napokon uspela dodávateľská spoločnosť Tucon a.s. Žilina v subdodávateľskej spolupráci s umelecko-reštaurátorskou firmou Pamarch Nitra. Keďže celý dvojúrovňový tunel je od roku 1986 zapísaný v Ústrednom zozname technických pamiatok na území Slovenska, rekonštrukcia v jej prípravnej i realizačnej fáze prebieha pod dohľadom Krajského pamiatkového úradu Bratislava.

2. Historický prehľad

Bratislavský tunel č.2 susedí s historickým Bratislavským tunelom č.1, známym tiež pod názvom Lamačský tunel, ktorý bol prvým železničným tunelom na Slovensku i v celom bývalom Uhorsku. Stavať sa začal v roku 1844 v súvislosti s výstavbou trate Prešporok–Marchegg–Viedeň. Výstavbu realizoval podnikateľ Felix Tallachini, pričom technicky bola použitá rakúska tunelovacia sústava. Prvý Lamačský tunel bol otvorený v roku 1848 a svojou dĺžkou 704 m sa radil k najdlhším európskym železničným tunelom svojej doby. V tom istom roku bola v oblasti priesmyku medzi podhorím malokarpatského vrchu Kamzík a bratislavským kalvárnym vrchom postavená prvá staničná budova (dnes situovaná na križovatke ulíc Pražská – Šancová) a po dokončení trate Budapešť–Štúrovo–Bratislava v roku 1871 vznikla o 300 metrov severnejšie budova druhá, ktorá pre daný účel slúži dodnes. Na prelome storočí bolo potrebné rozšíriť priestor bratislavskej stanice smerom na západ, čo viedlo k novým svahovým úpravám a ku skracovaniu tunela o 111 m. Zvyšujúca sa dopravná prevádzka si tiež vynútila zdvojnásobenie trate, a preto sa rozhodlo o vybudovaní druhého súbežného tunela. Práce sa začali v roku 1899 a celú následnú výstavbu sprevádzali problémy. Najprv v januári 1900 v súvislosti so skracovaním prvého tunela došlo na dĺžke 10 m k jeho zrúteniu a k následnému prehodnocovaniu postupnosti pri razení druhej tunelovej rúry. Výstavbu nového tunela realizoval podnikateľ G. Gregersen anglickou metódou (čo je upravená rakúska metóda). Rozhodlo sa o razení sústredenom viac do masívu priľahlého svahu, čo bolo geometricky riešené smerovými oblúkmi $R = 500$ a $R = 600$ m z dôvodu čo najmenšieho ovplyvňovania stability susedného staršieho tunela. Razenie prebiehalo v horninách, ktoré boli poväčšine značne zvetrané, prestúpené bridlicami. Silný horninový tlak lámal stojky o priemere 30–40 cm. V nadloží tunela sa nachádzala slieňovitá bridlica, vrstvy kaolínu i roztrúsené tvrdšie horniny (zelenkastá žula, pegmatit, ružovkastý granit, prechody z bridlice do ruly). Maximálna výška nadložia je cca 22 m. Bratislavský tunel č. 2 je dlhý 596 m a okrem dvoch portálov má 75 tunelových pásov, z toho 43 je z dôvodu horninových tlakov opatrených spodnou klenbou. Tunelové portály dostali vzhľad gotických oblúkov s rímsami v tvare historizujúceho cimburia, na východnej strane aj s uhorským erbom a letopočtami stavebného ukončenia. V prípade tunela č.2 bol rokom ukončenia a dania do prevádzky rok 1902.

Po polstoročí užívania tunel nevyžadoval žiadne rozsiahlejšie údržbové práce, aj keď vykazoval zvýšenú zavodnenosť. V 60. rokoch 20. storočia bolo potrebné riešiť úpravu tunela pre elektrifikáciu trate Břeclav – Bratislava. V tuneli č.2 to znamenalo zväčšenie prechodového prierezu a pri tej príležitosti aj zabezpečenie klenby vodou nepriepustným plášťom

zo striekaného betónu. Práce prebiehali za nepretržitej výluky koľaje č. 2 od konca októbra 1967 až do roku 1969. Zväčšenie prechodového prierezu sa dosiahlo znížením nivelety o 36 až 44 cm a výraznejšia sanácia sa uskutočnila v jedenástich tunelových pásoch zosilnením obmurovky koľajnicovými skružkami vstavanými do plášťa zo striekaného betónu s dvojitou výstužnou sieťou. Trakcia sa osadila vo výške 5,05 m nad temenom koľajníc. V 80. a 90. rokoch sa intenzívnejšie riešilo odvodnenie tunela č. 1 i zväčšenie jeho tunelového prierezu, umožňujúce prechod nadrozmerných zásielok. Pristúpilo sa k zabezpečeniu ostenia vtedy moderným systémom skruží z vlnitého plechu Tubosider, čo na jednej strane pomohlo naplniť technické požiadavky, no na strane druhej nestretlo sa s pochopením pamiatkarov, z pohľadu ktorých bola narušená historická autenticita technického diela.

V rokoch 2007–2008 sa realizoval projekt firmy Prodex ohľadom rekonštrukcie spodnej časti odvodnenia tunela č. 2, ktorého súčasťou bola tiež obnova jeho železničného zvršku. Zaujímavosťou je, že tunel č. 2 bol Železnicami Slovenskej republiky vybraný ako skúšobný úsek pre alternatívu asfaltovej pevnej jazdnej dráhy s oceľovými podvalmi IB-100 tvaru Y (viď obr. č. 1 a č. 3).

3. Predmet súčasnej rekonštrukcie

Projekt práve prebiehanej rekonštrukcie sa člení na šesť stavebných objektov:

- 1) výmena koľajníc a drobného koľajiva v rámci železničného zvršku,
- 2) opatrenia na zníženie priesakov vody z nadportálových častí tunela,
- 3) rekonštrukcia vnútorného ostenia tunela č. 1 dvojstupňovou chemickou injektážou,
- 4) výmena prvkov trakčného vedenia,
- 5) vnútorné osvetlenie,
- 6) káblové vedenie ÚAB 6 kV.



Obr. 2 – Železničný zvršok v Bratislavskom tuneli č. 2

Rekonštrukcia historického tunela v ŽST Bratislava hlavná stanica na medzinárodnej trati Štúrovo – Kúty

Súčasťou projektu je aj prevádzkový súbor úpravy zariadení oznamovacej a zabezpečovacej techniky i návrh umelecko-remeselnej obnovy portálových častí tunela č.2 i tunela č. 1 na oboch stranách.



Obr. 3 – Bratislavský tunel č. 2 po rekonštrukcii žel. zvršku a pred rekonštrukciu ostenia

4. Opatrenia na zníženie priesakov vody z nadportálových častí tunela

Na značné zavodnenie tunela vplýva okrem iného aj vsakujúca povrchová voda z územia nad tunelom, kde sa nachádzajú ulično-dopravné koridory – na jednej strane štvorpruhovej št. cesty (ul. Pražská), na strane druhej svahovitej obytnej zóny (Jaskový rad, ul. Opavská)

a v priečnom krížení odbočujúcej komunikácie v smere na Kramáre. Voda tu steká do oblasti tunelového nadložia, ktoré sa v blízkosti portálov výrazne znižuje a lokálne má násypový charakter. Pôvodne boli tieto miesta izolované asfaltovými doskami s tehlovou ochranou, no vplyvom času stará izolácia stratila účinnosť. Povrch nadportálových častí tvorí škárovaná kamenná dlažba, doplnená rovnako dláždenými odvodňovacími žlabmi. Ich sanácia spočíva v odstránení nežiaduceho porastu, zemitých kalov a organických naplavenín, v očistení tlakovou vodou, v preškárovaní rozpínavou vodovzdornou maltou a v aplikácii ochranného náteru s hydroizolačnými vlastnosťami.



Obr. 4 – Pohľad na západný portál Bratislavského tunela so stredovým konzolovým žlabkom

Splavne najexponovanejším miestom dláždenej nadportálovej plochy západného (Lamačského) portálu je úžľabinový priestor v strede medzi tunelovými rúrami, ktorý ústí do konzolového kamenného žliabku, vyčnievajúceho z čela portálu (viď obr. č. 4). Voda odtiaľ steká po portálovej stene vymurovanej z pieskovcovo-zlepencových kvádrov, ktoré vplyvom vody a mrazových cyklov viditeľne degradujú. Nakoľko náhrada konzolového žliabku dažďovým zvodom nebola pamiatkovým úradom akceptovaná, nový spôsob odvodnenia nadportálovej časti sa zrealizoval pomocou šikmého paženého vrtu $\varnothing$ 93 mm s pažnicou $\varnothing$ 89/5 mm, dl. 10 m (pod uhlom cca 16° od zvislice) vyvedeného pod úroveň terénu do základovej časti portálu, kde bude umiestnená zberná šachta. Šikmý vrtaný zvod sa v hornej časti opatrí vpustom z mrazuvzdorného a nárazuvzdorného polypropylénu, osadeného v rošte z liatiny GG20, ktorého súčasťou bude aj lapač nečistôt a mrežový poklop.

5. Rekonštrukcia vnútorného ostenia tunela č. 1 dvojstupňovou chemickou injektážou

Tunelové pásy v Bratislavskom tuneli č. 2 sa podľa hrúbky ostenia delia na tri konštrukčné typy: IIIa,b s hrúbkou klenby 550 mm, IVa,b s hrúbkou klenby 650 mm a Va,b s hrúbkou klenby 750 mm. Ostenie opôr je v zväčša murované z tesaného, nepravidelne opracovaného kameňa – prevažne z tvrdej, stredne zrnitej žuly. V klenbovej časti sa nachádza kvádrové murivo prevažne z mäkkších druhov kameňa, ako je vápenec, trachyt, porézny travertín a zlepenec. Pôvodná izolácia rubu klenby tunelových pásov bola v celej dĺžke zriadená z asfaltových platní s olovenou vložkou, lepená horúcim asfaltom a krytá tehlovou primurovkou. V jedenástich tunelových pásoch sú obojstranne vybudované bezpečnostné výklenky (v niektorých sa v zimnom období tvorí ľad).

Sanačným prácam na vnútornom ostení tunela č. 2 predchádzala ochrana železničného zvršku a káblových trás pred znečistením, kvôli čomu sa vo vnútri tunela zriadila ochranná výdrevá, pozostávajúca z medzipodvalových hranolov, podlahových fošní a povrchovej tkanej geotextílie. Prvou sanačnou činnosťou je odstraňovanie vyše 50 rokov starého torkrétového nástreku hrúbky cca 80–100 mm v klenbovej časti väčšiny tunelových pásov. Pri odstraňovaní torkrétu boli použité vysokotlakové pumpy, ktoré striekali vodu na ostenie pod tlakom 800–1000 barov a dosiahli tým požadovaný efekt (viď obr. č. 5 a č. 6).



Obr. 5 – Tunelové ostenie s vrstvou torkrétu



Obr. 6 – Tunelové ostenie očistené tlakovou vodou

Na očistených plochách tunelového ostenia (na celej dĺžke tunela s výmerou 8967 m²) sa vykonáva škárovanie styčných a ložných škár kamenného muriva rozpínavou škárovacou maltou (Stabilcem-T). Vypadnuté časti muriva sa nahradzujú plombami z tixotropnej opravnej malty na báze vysokopevnostných cementov, vystuženej syntetickými vláknami, previazanej s podkladom chemicky ukotvenými trnmi s parametrami podľa potrebného objemu úpravy.

Hlavnou časťou sanácie je dvojstupňová tesniaca injektáž s použitím rýchlotvrdnúcej dvojzložkovej živice na báze polyuretánu (MasterRoc MP 355) aplikovaná skrz injekčné vrty. 1. stupeň zabezpečí preinjektovanie horninového prostredia bezprostredne na styku s rubom tunelového ostenia. Dĺžky vrtov vyplývajú z parametrov ostenia podľa typov tunelových pásov: typ III – v klenbe 550 mm, v oporách 800–1200 mm; typ IV – v klenbe 650 mm, v oporách 900–1300 mm; typ V – v klenbe 750 mm, v oporách 1000–1600 mm. Priemer vrtov 1. stupňa je 20 mm. Rozstupy vrtov 1. stupňa vo zvislých i vodorovných líniiach uvažujeme 1000 mm. Injektovať sa začne s minimálnym tlakom, po dosiahnutí maximálneho tlaku 1,20 MPa sa injektáž ukončí a prejde sa na ďalší vrt. Georadarový prieskum síce neindikoval voľné dutiny za ostení, avšak projektant ich prítomnosť nevylučuje a navrhuje uvažovať so záložnou rezervou výplňovej injektáže. V prípade, že injektované miesto jedného vrtu pojme viac než 14 l bez tlaku, chemické injektovanie sa ukončí a dané miesto sa doinjektuje cementovou injekčnou zmesou. 2. stupeň zabezpečí preinjektovanie obmurovky tunela. Dĺžky vrtov predstavujú dvojtretinové hodnoty hrúbkových parametrov ostenia podľa typov tunelových pásov: typ III – v klenbe 350 mm, v oporách 550 mm; typ IV – v klenbe 450 mm, v oporách 650 mm; typ V – v klenbe 500 mm, v oporách 750 mm. Priemer vrtov 2. stupňa je 14 mm. Rozstupy vrtov vo zvislých i vodorovných líniiach uvažujeme 660 mm, v kolmých priemetoch šachovitého usporiadania 330 mm. Injektovať sa začne s minimálnym tlakom, ktorý plynulým nárastom (pri optimálnej spotrebe 7–8 l zmesi / vrt) má dosiahnuť kulminačnú hodnotu 2,10 MPa alebo maximálnu nárazovú hodnotu 4,00 MPa. Pri uvedených maximálnych hodnotách sa injektáž ukončí a postúpi sa na ďalší vrt. Ak sa po skončení injektovania na niektorom mieste tunelového ostenia objavia priesaky, pristúpi sa k lokálnemu aplikovaniu dotesňovacej vrstvy takzvanou reinjektážou.

Ďalšími sanačnými opatreniami v tuneli č. 2 sú vybavenia výklenkov zvodnicami obdĺžnikového profilu 350 × 300 mm, ktoré budú v troch etážach nad sebou opatrené subhorizontálnymi, vejárovito usporiadanými odvodňovacími vrtmi ø 76 mm, dĺžky 6 až 12 m. Voda zozbieraná odvodňovacími vrtmi sa v každom upravovanom výklenku odvedie zvodnicami do existujúcej kruhovej kanalizačnej šachty s prepojením na stredovú tunelovú stoku.

Prípadnému odkvapkávaniu vody na trakčné vedenie má do budúcnosti zabrániť aplikácia hydroizolačného ochranného náteru klenby nad trakčným vedením – dvojvrstvovým polyuretánovým prípravkom po celej dĺžke tunela. Všetky škárovacie, injekčné i náterové práce na ostení tunela sa vykonajú z vyvýšenej plošiny na pracovnom koľajovom vozni počas dlhodobej napäťovej i traťovej výluky. Ukončenie týchto prác sa uvažuje v júni 2023.

6. Umelecko-remeselná obnova potrálov tunela

Oba portáli Bratislavského tunela (východný Bratislavský i západný Lamačský) budú na výstupo-vých plochách oboch tunelových rúr (č. 1 i č. 2) sanačne ošetrené rovnakým spôsobom ako vnútorné ostenie, t.zn. bude na nich doplnená škárovacia malta a budú tiež utesnené dvojstupňovou injektážou. Na portáloch tunela č. 1 už tieto práce boli zrealizované, pričom záverečná povrchová úprava portálových polovic spočívala na umelecko-remeselnej činnosti kamenárskych reštaurátorov.

Náročnosť obnovy je na oboch portáloch rozdielna. Zatiaľ čo kameň východného (Bratislavského) portálu je v pomerne odolný, kameň západného (Lamačského) portálu vykazuje známky značného vplyvu erózie. Čelo Bratislavského portálu je vymurované z nepravidelne otesaného trachytového kameňa z tufových lomov v Hliníku nad Hronom. Čelo Lamačského portálu je z nasiakavého pieskovcovo-zlepcového kameňa. Portálový veniec tunela č. 2, ktorý má tvar gotického lomeného oblúka, je z vápenca a travertínu, pochádzajúcich z dnes už nefunkčného lomu v Spišskom Podhradí. Okrasná rímsa s vežičkami, erbom a letopočtom na Bratislavskom portáli je rovnako z vápenca. Vypadané časti portálového muriva rieši reštaurátor plombami z autentického materiálu, kotvenými kovovou armatúrou v antikoróznej úprave, alebo výplňou tmelmi s minerálnym plnivom.



Obr. 7 – Ozdobná atika na východnom (Bratislavskom) portáli pred a po obnove

Ing. Eduard Biloveský

Valbek SK spol. s r.o.

E.mail: eduard.bilovesky@valbek.sk

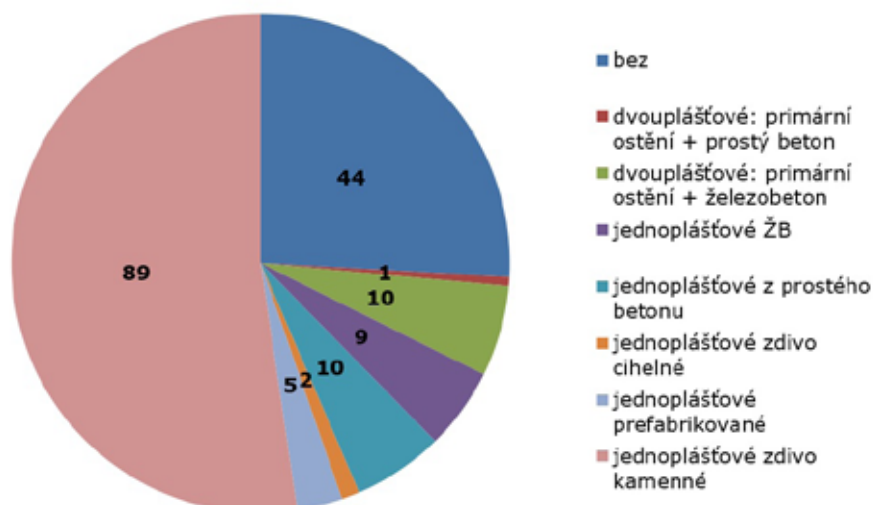
Rekonstrukce železničních tunelů

Ing. Hana Ponczová, Správa železnic, státní organizace

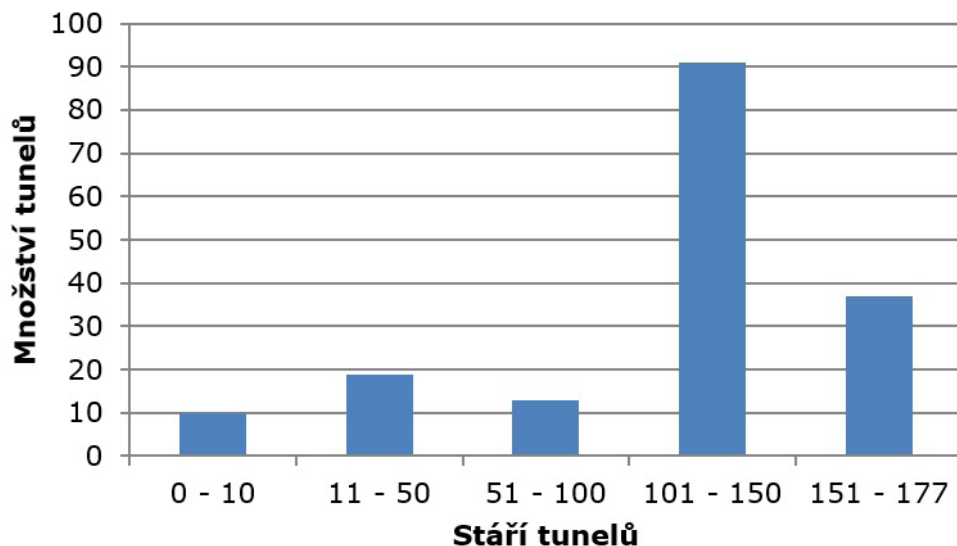
Železniční síť v České republice je charakterizována množstvím inženýrských staveb, přičemž mosty a tunely lze zcela jednoznačně označit jako jedny z nejnáročnějších. V současné době máme ve správě celkem 169 tunelů různého stavebního stavu.

Stavební stav	"1"	"2"	"3"	Σ
Počet tunelů	66	92	11	169
%	39 %	54 %	7 %	100 %

Hlavní faktory, které zásadním způsobem stav tunelů a nutnost následných stavebních zásahů ovlivňují, jsou především stáří tunelu a typ ostění.



Graf č. 1 - Množství tunelů podle typu ostění



Graf č. 2 - Množství tunelů podle stáří

Z uvedených grafů je patrné, že převážná většina tunelů je postavena z kamenného zdiva (což plyne z doby, v níž byly tunely postaveny) a jejich stáří je poměrně vysoké. Nejstarší tunely pochází z roku 1845 a více než polovina (celkem 128) je starších sto let. S průměrným stářím 115 se české železniční tunely řadí k jedněm z nejstarších v Evropě a je tedy bez pochyb, že přístup k péči o stavebně technický stav tunelů je klíčový a je úzce spjat s tím, jakou reálnou životnost tunel čeká.

Většina tunelů v průběhu let prošla množstvím větších, či menších stavebních zásahů s různými výsledky. Nejčastějším problémem, který v tunelech řešíme, je především negativní působení vody. V první řadě se jedná o přímé prosakování či zatékání skrz klenbu, což tunelové ostění zásadním způsobem negativně ovlivňuje. Dochází k jeho narušování, zvětrávání,



Obr. 1 a 2 – Harrachovský tunel – problémy se zatékáním

vyplavování pojiva, v krajním případě může způsobit až narušení stability. V zimním období působí zatékání problémy se zaledováním, což může přímým způsobem ovlivnit provozuschopnost. V druhé řadě se potýkáme se špatnou funkčností tunelového odvodňovacího systému, která často plyne z komplikovaného přístupu k tunelovým stokám a drenážím umístěných ve dně tunelu. Poklopy šachet jsou často zanořeny v kolejovém loži a není tedy snadné systém odvodnění jednoduše kontrolovat a čistit.

Méně často navrhujeme stavební zásahy z důvodu čistě statického (hroucení klenby), či z jiných důvodů, kterými může být například dodatečné doplňování záchranných výklenků, zvětšování průjezdného průřezu apod.

Nejobvyklejšími stavebními zásahy při běžných rekonstrukcích tunelů jsou lokální sanace povrchů, opravy spárování, instalace drenážních svodnic, lokální injektáže, nanášení vrstev stříkané izolace apod. V případě rozsáhlejších rekonstrukcí dochází ke kompletnímu vybourání původního ostění a vybudování ostění nového (případně vestavba, umožní-li to průjezdný průřez) včetně izolačního souvrství a drenážního systému, a to buď v celé délce tunelu, nebo lokálně pouze v nejzasaženějších tunelových pasech.



Obr. 3 – Harrachovský tunel
– instalace izolace z HDPE desek



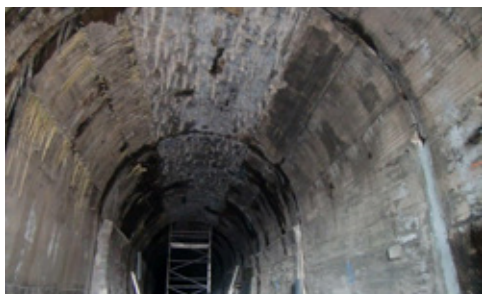
Obr. 4 – tunel Blanenský č. 10
– instalace fóliové izolace



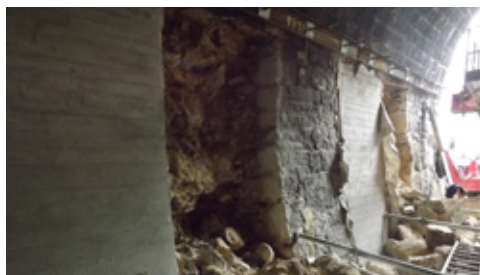
Obr. 5 – tunel Blanenský č. 9
– vyřezávání svodnic



Obr. 6 – tunel Domašovský
– budování nové hloubené portálové části



Obr. 7 – Pavlovický tunel – úprava ostění



Obr. 8 – Sedlejevický tunel
– rekonstrukce opěr

Tunelů, které v posledních deseti až dvaceti letech prošly rekonstrukcí je celá řada a z provedených prací nám plynou následující závěry:

- Umíme si efektivně poradit se statickými problémy.
- Řešení problémů se zatékáním lokálními zásahy je méně efektivní.
- Lokální těsnící injektáže se většinou zdají být neúčinné, nebo pouze dočasně (ojediněle situaci ještě více zhorší z důvodu narušení ustáleného proudění vody, či utěsnění do té doby fungující drenáže).
- I přes pečlivý návrh a instalaci svodnic často začíná v jejich místě skrz ostění nejpozději do několika let prosakovat voda.
- Jako nejúčinnější řešení zatékání se jeví instalace plošné izolace, a to nejlépe PVC fólie, LDPE, HDPE desky apod. Stříkaná izolace se nejvíce dlouhodobě účinně.
- Dlouhodobě nejspolehlivějším způsobem, který dokáže životnost tunelu výrazně prodloužit, je pravděpodobně pouze kompletní přestavba tunelu se zbudováním (alespoň) deštníkové izolace a dobře čistitelné rubové drenáže s napojením na tunelové stoky.



Obr. 9 – Teplický tunel – kompletní přerážka

Ing. Hana Ponczová

Správa železnic, státní organizace

Generální ředitelství, odbor traťového hospodářství, oddělení mostů a tunelů

Tel.: +420 606 054 263

E-mail: ponczova@spravazeleznic.cz

Kompozitní pražce a mostnice FFU

Ing. Radka Sobotková, INPROVIA a.s.

1. Úvod

Pražce a mostnice FFU z odolného a nízkoúdržbového syntetického dřeva byly speciálně vyvinuty japonskou firmou SEKISUI CHEMICAL CO., LTD. Jsou moderní alternativou pro dřevěné pražce a mostnice.

První zkušební úsek byl zřízen v roce 1980 na mostní konstrukci a v tunelu vysokorychlostní železnice Shinkansen. Provozním ověřováním a zkouškami prováděnými Výzkumným ústavem železničním (RTRI) byla zjištěna očekávaná životnost více než 50 let. V roce 2004 byl realizován první projekt v Evropě (v Rakousku). V roce 2008 převzala materiálně-technický průzkum Technická universita v Mnichově. Na základě dobrých výsledků vydal v roce 2009 Spolkový úřad nařízení o provozním ověřování v Německu a v březnu 2014 byla vydána mezinárodní norma ISO 12856-1 pro kompozitní železniční pražce.

Po celém světě bylo doposud realizováno cca 1 800 km tratí s pražci FFU především v oblasti mostů a výhybek (viz tab. 1 Přehled realizovaných úseků). Výhodou těchto pražců / mostnic oproti dřevěným je jejich extrémně dlouhá životnost, stejná hmotnost jako dřevěných pražců a mostnic, jsou opticky podobné dřevu, homogenita materiálu, využití stejných upevňovacích prvků. Ve srovnání s přírodním dřevem nabízí FFU vyšší bezpečnost chování materiálu, optimalizaci průřezu zejména v oblasti železničních mostů, snížení nákladů na údržbu. Průřezy ze syntetického dřeva jsou neporézní a lze je vyrobit na libovolnou délku.

2. Technologie syntetického dřeva FFU

Syntetické dřevo FFU se vyrábí technologií tzv. pultruze. Při této technologii jsou nekonečné prameny skelných vláken napuštěny polyuretanem a vazba je následně vytvrzena při zvýšené teplotě. Díky výrobnímu procesu jsou polotovary ze syntetického dřeva FFU neporézní a lze je vyrobit v libovolné délce až 12 m.

Kompozitní pražce a mostnice FFU

1980	Praktické testy FFU železničního pražce na mostě přes řeku Miomonte a v tunelu Kanmon
1985	Analýza testovacích pražců "Železničním technickým výzkumným ústavem" (RTRI). FFU ze syntetické dřeva se stává standardním pražcem u JNR - Japanese National Railways (Japonské národní železnice)
2003	Taiwan Projekt pro výhybky
2004	Rakousko První mostní projekty se syntetickým pražcem FFU v Evropě
2007	Je publikován japonský průmyslový standard JIS E 1203.
2008	Austrálie První projekty mostů a výhybek Zatížení nápravy 38 t
2011	Německo DBAG První mostní projekt ve Vilsbiburg Japonsko RTRI test. Test potvrzuje očekávanou životnost 50 let. USA První mostové projekty
2012	Německo DBAG Dva výhybkové systémy na vlakovém nádraží Würzburg, každý po 70.000 tun/den Indonésie PT Mostní projekt a praktický test Holandsko ProRail 3 mostní projekty
2014	Švýcarsko První projekty výhybek a mostů Velká Británie Network Rail Dva mostové projekty s dlouhými pražci š/v/d = 42/38/750 cm Mezinárodní ISO 12856-1
2015	Belgie Infrabel První mostní projekt Francie Tisseo Toulouse Dvě výhybky v pevné koleji
2016	Norsko BaneNor První mostní projekt Velká Británie Londýnské metro První mostní projekt
2017	Francie RATP Výhybky s FFU 100 pro novou trať M14 Švédsko SL most ve Stockholmu Německo Konečné schválení EBA od konstrukční výšky 10 cm a až do 230 km/h Irsko První mostní projekt
2018	Itálie První mostní projekt USA Metro v New Yorku Mostní projekty Španělsko První projekt s výhybkami
2019	Spojené království Network Rail Křižovatka Newark Rozměry pražců š/v/d = 700/380/16.000 mm
2020	Finsko FFU jako antivibrační pražec
2021	Španělsko ADIF praktické testy u mostu, výhybky a tunelu UK Network Rail Schválení dlouhých pražců pro mosty
2022	Dánsko První mostní projekt

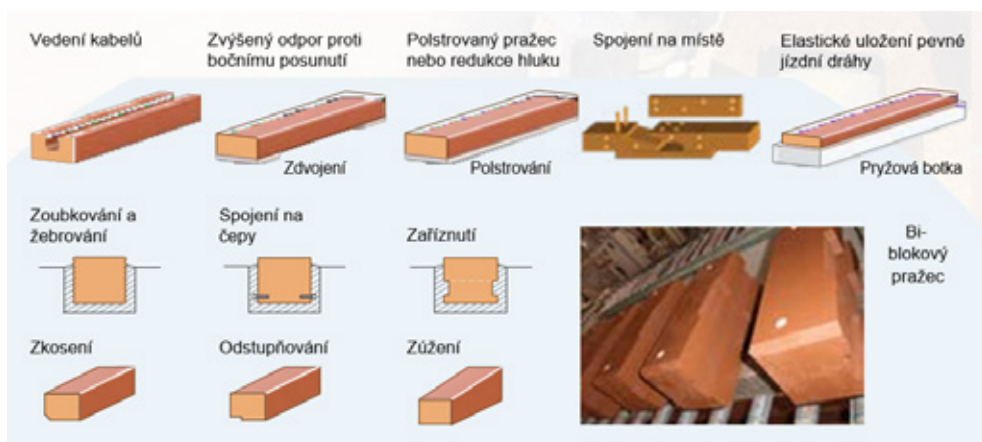
Tab. 1 – Přehled realizovaných úseků

3. Tovární výroba na míru

Pražce a mostnice FFU mohou být vyrobeny dle kladečského plánu již ve výrobě, což umožňuje zkrácení výluk při vlastní instalaci v terénu, nebo dle přání zákazníka mohou být opracovány až na místě stavby.

Kompozitní pražce FFU vyrobené podle zákaznickovy objednávky jsou již ve výrobním závodě jasně označeny podle montážního plánu.

Instalace na staveništi tak může proběhnout bezpečně a spolehlivě.



Obr. 1 – Tovární výroba

4. Opracování v rámci projektu

Stejně jako přírodní dřevo, může být i syntetické dřevo FFU v rámci projektu konvenčně opracováváno. Železniční pražce FFU lze vrtat, řezat, frézovat a tesat pomocí běžně komerčně dostupných nástrojů. Oproti přírodnímu dřevu zaujme FFU větší tvrdost a téměř úplnou absenci pórů. Pracovní životnost používaných nástrojů lze optimalizovat použitím nástrojů WIDEA nebo nástrojů pro obrábění oceli.

Při opracování FFU v rámci projektu je třeba věnovat pozornost teplu generovanému nástroji. Redukování tepla lze velmi efektivně dosáhnout mírným snížením rychlosti otáčení a pomalejším posuvem nástroje do záběru. Tím se zabrání roztavení skleněných vláken v důsledku přehřátí.

V každém případě je třeba dodržovat platné pracovní předpisy i směrnice pro zpracování vydané firmou Sekisui.

Měrná hmotnost syntetického dřeva FFU 74 je cca, 740kg/m³ a nabízí tedy pro dopravu na staveniště stejné výhody jako přírodní dřevo.

5. Metoda opravy

Pokud by eventuálně byly v důsledku opracování FFU na staveništi vyrobeny otvory, které nebyly vytvořeny na správném místě, nebo mají špatný průměr nebo jsou vadné z jiných důvodů, nabízí technologie FFU dvě různé metody bezprostřední opravy přímo na staveništi, které lze provést bez zhoršení kvality materiálu, rychle a snadno.

Při první metodě se poškozený, resp. nesprávný vyvrtaný otvor vyprofiluje, vyčistí a následně vyplní dvousložkovou polyesterovou pryskyřicí obsahující skelná vlákna (rychle tuhnoucí plnivo). Po vytvrzení trvajícím pouhých 30 minut lze do opraveného otvoru vyvrtat nový otvor posunutý i jen o několik málo milimetrů.

U druhé metody po vyčištění opravovanou díru vyplníme tzv. rychle tuhnoucím plnivem a následně vložíme hmoždinku ze syntetického dřeva FFU. Vytvrzování zde trvá asi čtyři hodiny, a až poté lze na opraveném místě vyvrtat novou díru (obr. 2 Metoda opravy).



Obr. 2 – Metoda opravy

6. Technické parametry

V průběhu různých schvalovacích řízení pro syntetické dřevo, resp. pražce/mostnice FFU byly od roku 1985 prováděny velmi rozsáhlé výzkumy tohoto materiálu. V roce 2008 provedla Technická univerzita v Mnichově materiálně-technický průzkum pro pražce s konstrukční

výškou 16 cm. FFU byl testován na základě platné evropské normy. Některé testované syntetické pražce FFU musely splňovat požadavky kladené na betonové pražce.

Zpráva Technické univerzity v Mnichově byla pro FFU ve všech oblastech mimořádně pozitivní. V roce 2009 udělil Spolkový drážní úřad na základě těchto dobrých výsledků souhlas k provozním zkouškám bezpečného použití železničních pražců ze syntetického dřeva FFU v německé železniční infrastruktuře (viz tab. 2 – Technické parametry).

Vlastnosti		Jednotka	Buk nový	FFU syntetické dřevo				Norma
				nové	10 let	15 let	30 let	
Hustota		[kg/m ³]	750	740	740	740	740	JIS Z 2101
Pevnost v ohybu		[kN/cm ²]	8	14,2	12,5	13,1	11,7	JIS Z 2101
Modul v ohybu		[kN/cm ²]	710	810	800	816	816	JIS Z 2101
Pevnost v tlaku		[kN/cm ²]	4,0	5,8	6,6	6,3	6,0	JIS Z 2101
Pevnost ve smyku		[kN/cm ²]	1,2	1,0	0,95	0,96	0,93	JIS Z 2101
Tvrdost		[kN/cm ²]	1,7	2,8	2,5	2,7	2,4	JIS Z 2101
Rázová - ohybová houževnatost	+ 20 °C	[J/cm ²]	20	41	-	-	-	JIS Z 2101
	- 20 °C	[J/cm ²]	8	41	-	-	-	JIS Z 2101
Přijem vody		[mg/cm ³]	137	3,3	-	-	-	JIS Z 2101
Elektrický izolační odpor	suché	[Ω]	6,6x10 ⁷	1,6x10 ¹³	2,1x10 ¹²	3,6x10 ¹²	8,2x10 ¹¹	JIS K 6852
	mokré	[Ω]	5,9x10 ⁴	1,4x10 ⁹	5,9x10 ¹⁰	1,9x10 ⁹	-	JIS K 6852
Vytahovací síla u kolejnicového hřebíku		[kN]	25	28	28	23	22	RTRI
Vytahovací síla u pražcového šroubu		[kN]	43	65	-	-	-	RTRI

Tab. 2 – Technické parametry

Např. při statické zkoušce ve středu pražce byla zachycena síla 240 kN bez poškození pražce FFU. Dřevěný pražec selhal prasknutím již při 80 kN.

Únavová zkouška byla provedena za extrémně kritických zkušebních podmínek uprostřed pražce a ukázala pouze velmi malou změnu 0,4 mm v elastickém průhybu po 2,5 milionu zatěžovacích cyklů. Nebyly patrné žádné známky únavy.

Únavový test pod podpěrou pražce za nejnepríznivějších podmínek, jako jsou špatná geometrie koleje, nízký účinek kolejnice na rozložení zatížení, stejně jako tuhá podpěra a vysoké dynamické přídatky pro sílu dvojkolí 250 kN, ukázaly po 2 milionech zatěžovacích cyklů, že pražec FFU dokončil test úspěšně, tedy vždy byl bez výjimky bez poškození jakéhokoli druhu.

V březnu 2020 provedla Technická univerzita v Tampere ve Finsku statický ohybový test na pražcích ze syntetického dřeva FFU při pokojové teplotě a při teplotě pražců FFU až minus 65 °C. Výsledkem bylo, že nedošlo k poškození pražce při rozpětí 1,5 m a při maximálním zatížení 250 kN. Pražce FFU se chovají lineárně elasticky jak při pokojové teplotě, tak i při minus 65 stupních Celsia. Doposud všechny materiály, které laboratoř testovala, za těchto zkušebních podmínek selhaly

7. Konečná schválení pražců a mostnic FFU

Dne 3. března 2022 prodloužil Spolkový drážní úřad schválení pro syntetické dřevo FFU o dalších 5 let pro použití v železniční infrastruktuře v Německu. Stalo se tak poté, kdy 08. července 2009 vstoupilo v platnost dočasné schválení a Deutsche Bahn vybavila první mostní projekt ve Vilsbiburgu mostními pražci vyrobenými ze syntetického dřeva FFU v září

2011. Dále v září 2012 Deutsche Bahn instalovala dvě výhybky do štěrkového lože se syntetickými pražci FFU ve stanici Würzburg. Ve Švýcarsku. Federální úřad pro dopravu rovněž udělil v roce 2019 konečné schválení pro FFU. Stalo se tak po dočasném schválení z ledna 2014 a po prvních projektech v roce 2014 v sítích BLS AG a RhB.

Schválení v Evropě:

Evropa:	2017	EC certifikát
Německo:	2017	konečné schválení pro FFU od výšky 10 cm a pro rychlost do 230 km/h
Švýcarsko:	2018	konečné schválení pro pražce od výšky 12 cm
Nizozemsko:	2015	certifikace pro železniční provoz
Spojené království:	2017	certifikace pro všechny mostní aplikace



Obr. 3 – Projekty v Německu od r. 2008, První mostní projekt ve Vilsbiburg v r. 2011

8. Závěr

Technicky lze syntetické dřevo FFU použít na železničních mostech jako klasické mostní pražce vyrobené z přírodního dřeva. Instalace syntetického pražce FFU na železniční mosty navíc generuje vysoký dodatečný přínos pro stavbu mostů, a to díky následující výhodám:

- Extrémně dlouhá životnost – více než 50 let
- Náklady na životní cyklus a údržbu minimální – zkrácení výluk tratí
- Specifická hmotnost jako dřevo 740 kg/m^3 – zachování hmotnosti mostu
- Zachování optického vzhledu
- Zpracovatelnost jako dřevěný materiál
- Nejvyšší odolnost proti povětrnostním vlivům
- Homogenita mostních pražců – díky své uzavřené buněčné struktuře neabsorbují pražce FFU vlhkost
- Použití obvyklých upevňovacích prostředků

- Použití identického nářadí
- Zcela bez insekticidů
- Tvarová stabilita
- Elektrická vodivost velmi nízká
- FFU vykazuje velmi vysokou chemickou odolnost vůči olejům, mazivům a nečistotám. Spodní strana pražce ze syntetického dřeva FFU se ve štěrkovém loži chová stejně jako dřevěný pražec.
- Recyklace až 100 %

Podklady/literatura:

Materiály firmy SEKISIU CHEMICAL GMBH

Materiály firmy thyssenkrupp Schulte GmbH

Ing. Radka Sobotková

INPROVIA a.s.

Tel. +420 724 268 732

E-mail: sobotkova@inprovia.cz

Hodnocení mostních konstrukcí přes vysokorychlostní tratě z hlediska nárazu do podpěr

Ing. Pavel Jiříček, Ph.D., SUDOP PRAHA a.s.

Anotace

Příspěvek se věnuje stávajícím předpisům s ohledem na jejich platnost a použitelnost v případě železniční dopravy přesahující rychlost 200 km/h. V rámci článku je představen přístup posouzení mimořádné návrhové situace vykolejení vlaku z hlediska předpokládaných ztrát na lidských životech a zároveň s ohledem na zajištění požadované bezpečnosti mostní konstrukce.

1. Úvod

Náraz do mostní konstrukce je složitá a komplexní problematika, která musí zohlednit řadu okolností ve smyslu proměnných, které je potřeba vhodně kvantifikovat. Jedná se o mimořádnou návrhovou situaci, která popisuje stav vykolejeného vlaku narážejícího do spodní stavby (náraz do nosné konstrukce se standardně nepředpokládá).

Vyhodnocení nárazu do spodní stavby železničních mostních konstrukcí lze rozdělit do dvou oblastí:

- posouzení samotné konstrukce na účinky nárazu ve smyslu nárazových sil,
- finanční náklady spojené se ztrátami na lidských životech.

Obecně lze odezvu konstrukce řešit na základě počátečních podmínek definovaných ČSN EN 1991-1-7.

2. Náraz dle platných předpisů

2.1 ČSN EN 1991-1-7

Výše uvedená norma rozděluje konstrukce přes nebo podél provozovaných železnic na dvě třídy (A a B; mosty spadají do třídy B), kdy norma definuje požadavky primárně pro třídu A a následně v národní příloze stanovuje, že pro třídu B (např. mosty) platí stejné požadavky jako pro třídu A. Základním parametrem pro vyhodnocení odezvy mostní konstrukce je ekvivalentní nárazová síla. Finanční náklady spojené se ztrátami na lidských životech nejsou touto normou řešeny. Zásadním omezením je použití, výše uvedeného přístupu, pouze pro rychlosti železniční dopravy do 120 km/h včetně. Pro vyšší rychlosti se norma odkazuje na evropský předpis UIC 777-2R.

2.2 UIC 777-2R

UIC 777-2R rozděluje konstrukce rovněž na dvě třídy (A a B) obdobně jako ČSN EN 1991-1-7, s tím rozdílem, že u konstrukcí třídy B (např. mosty) připouští návrhové rychlosti do 300 km/h včetně. Vyhodnocení nárazu, při rychlostech železniční dopravy nad 120 km/h, je řešeno výhradně na základě rizikové analýzy zaměřené na finanční náklady spojené s předpokládanou újmou na zdraví cestujících osob v porovnání s náklady spojenými s dodatečným bezpečnostním opatřením.

3. Vyhodnocení účinků nárazu

Norma ČSN EN 1991-1-7 i předpis UIC 777-2R shodně udávají ekvivalentní statické síly definující náraz. Tyto síly jsou platné pouze pro rychlosti do 120 km/h (včetně). Jiné alternativy posouzení konstrukcí a jejich odezvy na nárazové zatížení výše uvedené předpisy neuvádí.

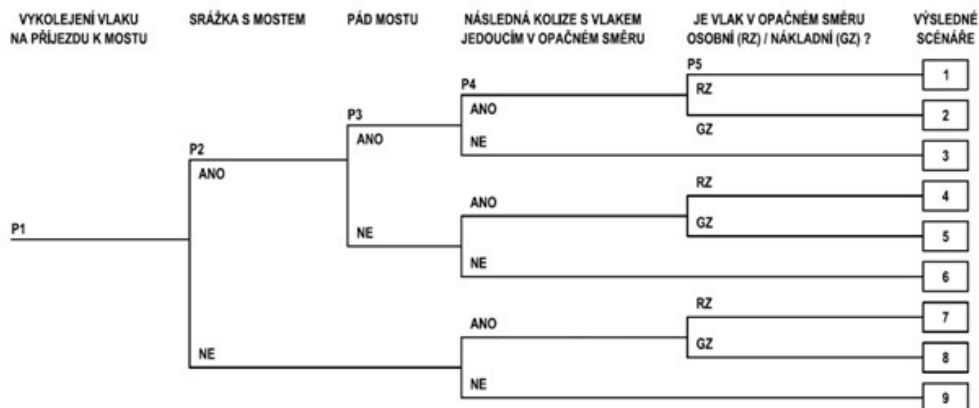
Co se týká vyhodnocení nárazu s ohledem na předpokládanou újmu na zdraví cestujících osob udává UIC 777-2R návod na rizikovou analýzu řešící náklady spojené s případnými ztrátami na lidských životech v porovnání s náklady na dodatečná bezpečnostní opatření.

3.1 Riziková analýza dle UIC 777-2R

V rámci rizikové analýzy podle UIC 777-2R jsou řešeny roční pravděpodobnosti jednotlivých na sebe navazujících jevů seskupených do výsledných scénářů, které zohledňují:

- návrhovou rychlost,
- vzdálenost podpěry od osy koleje,
- přítomnost výhybek v blízkosti mostu,
- počet vlaků za den,
- typ dopravy,
- zda se jedná o jednokolejnou, nebo víceokolejnou trať.

Hodnocení mostních konstrukcí přes vysokorychlostní tratě z hlediska nárazu do podpěr



Obr. 1 – Návaznost jednotlivých jevů v rámci rizikové analýzy (UIC 777-2R)

Z výše uvedeného obrázku (Obr. 1) je patrné, že některé scénáře (7, 8 a 9) se týkají pouze vykolejení vlaku bez ohledu na přítomnost mostní konstrukce a další zohledňují například přítomnost a typ protijedoucího vlaku a jeho případnou srážku s již vykolejeným vlakem (scénáře neovlivněné mostem).

Jednotlivé scénáře jsou následně přenásobeny předpokládanými ztrátami na lidských životech a porovnány s uvažovanými ročními náklady spojenými s dodatečným bezpečnostním opatřením. Základním opatřením dle UIC 777-2R je především zvětšování vzdálenosti podpěr od osy kolejí.

Posouzení konstrukce vychází z minimální konstrukční vzdálenosti podpěry od osy koleje (např. 4,0 m), následně jsou v ročních nákladech vyhodnoceny přírůstky délky mostu a porovnány s ročními náklady spojenými s újmou na zdraví cestujících osob (Rbpm; které s rostoucí vzdáleností podpěry od osy koleje klesají). Ne všechny scénáře a s nimi spojená úmrtí jsou přímo ovlivněna přítomností mostu (viz Obr. 1). Je třeba vyjádřit případnou finanční úsporu, kterou přinese zvětšení rozpětí mostu ($\Delta Rbpm$). Tyto veličiny jsou vzájemně porovnány a v případě, že úspora ročních výdajů na ztráty lidských životů ($\Delta Rbpm$) převyší náklady spojené se zvětšením rozpětí (C_{tot}) je ekonomicky výhodné toto opatření učinit a dále se hledá nejvýhodnější poměr ($\Delta Rbpm / C_{tot}$). Při předpokládané ceně lidského života 23 mil. Kč a šířce mostu 10,0 m by na dvoukolejně trati bez výhybek s návrhovou rychlostí 350 km/h musela být jednotková cena za m² maximálně 20 000 Kč aby se opatření ve smyslu zvětšení rozpětí finančně vyplatilo.

a	ΔL	C_{tot}	Rbpm	$\Delta Rbpm$	$\Delta Rbpm > C_{tot}$	$\Delta Rbpm / C_{tot}$
[m]	[m]	[tis. Kč]	[tis. Kč]	[tis. Kč]		
4,0	0,0	0,00	439,00	0,00	-	-
4,2	0,4	5,63	433,00	6,00	VYHOVUJE	1,07
4,4	0,8	11,26	426,00	13,00	VYHOVUJE	1,15

Hodnocení mostních konstrukcí přes vysokorychlostní tratě z hlediska nárazu do podpěr

4,6	1,2	16,89	419,00	20,00	VYHOVUJE	1,18
4,8	1,6	22,52	413,00	26,00	VYHOVUJE	1,15
5,0	2,0	28,15	407,00	32,00	VYHOVUJE	1,14
5,2	2,4	33,78	401,00	38,00	VYHOVUJE	1,12
5,4	2,8	39,41	395,00	44,00	VYHOVUJE	1,12
5,6	3,2	45,05	389,00	50,00	VYHOVUJE	1,11
5,8	3,6	50,68	383,00	56,00	VYHOVUJE	1,11
6,0	4,0	56,31	378,00	61,00	VYHOVUJE	1,08
6,2	4,4	61,94	372,00	67,00	VYHOVUJE	1,08
6,4	4,8	67,57	367,00	72,00	VYHOVUJE	1,07
6,6	5,2	73,20	362,00	77,00	VYHOVUJE	1,05
6,8	5,6	78,83	357,00	82,00	VYHOVUJE	1,04
7,0	6,0	84,46	352,00	87,00	VYHOVUJE	1,03
7,2	6,4	90,09	347,00	92,00	VYHOVUJE	1,02
7,4	6,8	95,72	342,00	97,00	VYHOVUJE	1,01
7,6	7,2	101,35	337,00	102,00	VYHOVUJE	1,01
7,8	7,6	106,98	333,00	106,00	NEVYHOVUJE	0,99
8,0	8,0	112,61	329,00	110,00	NEVYHOVUJE	0,98

Tabulka 1 – příklad vyhodnocení ekonomické výhodnosti zvětšení rozpětí

kde a vzdálenost podpěry od osy koleje

ΔL přírůstek rozpětí mostu

Ctot roční náklady spojené se zvětšením rozpětí

Rbpm roční výdaje na ztráty lidských životů způsobené přítomností mostu

$\Delta Rbpm$ roční úspora výdajů na ztrátách lidských životů vlivem přijatých opatření (zvětšení rozpětí mostu)

Z výše uvedené tabulky vyplývá, že při daných počátečních podmínkách je finančně nejvýhodnější zvětšit rozpětí ze 4,0 m na 4,6 m. Nicméně, je potřeba podotknout, že to se týká objektu o jednotkové ceně do 20 000 Kč/m². Je zřejmé, že zvětšování rozpětí není ve smyslu rizikové analýzy dle UIC 777-2R ekonomicky výhodné.

Avšak postup umožňuje vzít v potaz vliv preventivních a ochranných opatření. Doporučená opatření:

- zvětšení podélné vzdálenosti mezi konstrukcí a výhybkou,
- neumisťovat podpěry ve směru výhybky,
- vodící zídky,
- odrazné a pohlcující prvky,
- spojitá nosná konstrukce,
- nenavrhovat podpěry jako jednotlivé stojky,
- podpěry vetknuté do základů,
- robustní podpěry, které dokáží odolat nárazu vykolejeného vlaku.

Tato opatření ovlivňují výpočet pravděpodobnosti srážky s mostem a pravděpodobnost pádu mostu vlivem nárazu. Konkrétně se jedná o dva parametry, které procentuálně upravují vypočtené pravděpodobnosti. Tyto součinitele nejsou v rámci předpisu kvantifikovány a je potřeba jejich vliv vyhodnotit individuálně na základě inženýrského citu a zkušeností.

3.2 Doporučená opatření dle UIC 777-2R

Přítomnost výhybek výrazně zvyšuje pravděpodobnost vykolejení vlaku. Předpis doporučuje umísťovat konstrukce křížující trať v dostatečné vzdálenosti od výhybek, tak aby nebylo nutné uvažovat vyšší pravděpodobnost vykolejení vlaku v místě mostních podpěr.

Výše uvedený předpis doporučuje světlost otvoru takovou, aby v případě údržby, nebo rekonstrukce nebyl ovlivněn provoz na trati.

Je vhodné zohlednit:

- přístup složek IZS k místu případné nehody,
- škody na majetku (např. mostní konstrukce),
- přerušení dopravy (železniční i silniční).

Podpěry jsou považované jako průběžné zdi, pokud jsou splněny následující minimální rozměry:

$$L/B \geq 4$$

$$B \geq 0,6\text{ m}$$

$$L \geq H/2$$

kde L délka podpěry
 B šířka podpěry
 H výška podpěry

Podpěry mají být navrženy jako robustní, tzn. v případě nárazu vykolejeného vlaku do této podpěry musí snižovat pravděpodobnost kolapsu mostu. Podpěry mohou být uvažované jako robustní v případě, že je splněna některá z následujících podmínek:

- dostatečná únosnost při zatížení ekvivalentními nárazovými silami,
- dodatečné bezpečnostní součinitele při návrhu spodní stavby s ohledem na únosnost stálých zatížení a proměnného zatížení dopravou,
- polovina příčného řezu podpory je schopna přenést stálé zatížení s redukováním zatížením od dopravy,
- třetina příčného řezu podpory je schopna přenést stálé zatížení.

Všechny podpěry, které můžou být zasaženy vykolejeným vlakem, by měly být chráněny základem zvýšeným 760mm nad temenem kolejnice. Tyto základy je vhodné navrhovat náběhované tak, aby byla snížena pravděpodobnost čelní srážky. Zvýšené základy mohou být navrženy jako samostatné konstrukce nezávislé na podpěrách tak, aby dokázaly dissipovat kinetickou energii bez poškození podpěry.

V neposlední řadě je možné uvažovat i dodatečná opatření, která nejsou součástí mostní konstrukce. Jedná se především o odrazné a pohlcující prvky.

Odrážné prvky:

- zvýšené základy,
- nástupištní hrany, nákladové rampy,
- vodící zídky (ideálně co nejbližší koleji),
- přídržná kolejnice.
- Pohlcující prvky (prvky schopné dissipovat kinetickou energii):
- nárazové prvky,
- tlumící prvky.

4. Posouzení mostní konstrukce z hlediska nárazu

Jak je uvedeno v kapitole 3 posouzení mostní konstrukce na základě ekvivalentních statických nárazových sil lze použít pouze pro rychlosti do 120 km/h. Pro rychlosti nad 120 km/h výše uvedené předpisy neuvádějí postup vyhodnocení nárazu ve smyslu odezvy konstrukce. Stanovení nárazových sil při rychlostech nad 200 km/h je velmi problematické a vyžadovalo by složité nelineární výpočty se zohledněním poškození konstrukce i narážejícího tělesa v závislosti na čase.

Zajímavou alternativou může být využití pravděpodobností vybraných jevů rizikové analýzy podle UIC 777-2R a porovnání s požadavky ČSN EN 1990 na spolehlivost konstrukcí definovanou indexem spolehlivosti. Mezi indexem spolehlivosti a pravděpodobností existuje přímá závislost a je stanovena na základě návrhové životnosti a třídě spolehlivosti/následků (RC/CC).

	1 rok		50 let		100 let	
	β	Pf	β	Pf	β	Pf
RC1/CC1	4,2	9,6E-06	3,3	4,8E-04	3,1	9,6E-04
RC2/CC2	4,7	1,4E-06	3,8	7,2E-05	3,6	1,4E-04
RC3/CC3	5,2	1,7E-07	4,3	8,4E-06	4,2	1,7E-05

Tabulka 2 – doporučené minimální hodnoty indexu spolehlivosti a pravděpodobnosti poruchy dle ČSN EN 1990

kde RC třída spolehlivosti (reliability class) dle ČSN EN 1990, Příloha B
CC třída následků (consequences class) dle ČSN EN 1990, Příloha B
 β index spolehlivosti
Pf pravděpodobnost poruchy

S rostoucí vzdáleností podpěry od osy koleje klesá pravděpodobnost srážky a zároveň roste index spolehlivosti.

Pro vyhodnocení nárazu z hlediska odezvy konstrukce jsou rozhodující první 3 stavy uvažované v rizikové analýze dle UIC 777-2R:

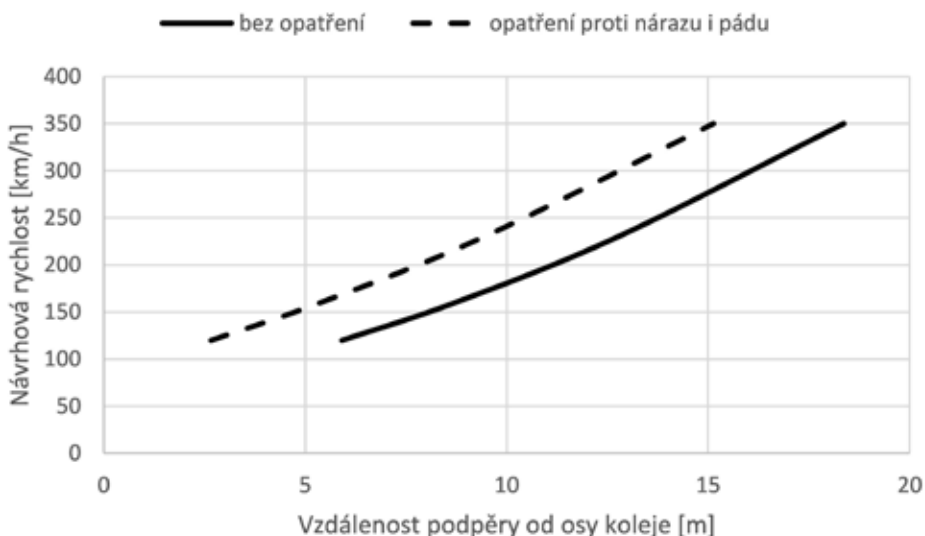
Hodnocení mostních konstrukcí přes vysokorychlostní tratě z hlediska nárazu do podpěr

- P1, pravděpodobnost vykolejení vlaku,
- P2, pravděpodobnost srážky s mostem (může být přenásobena součinitelem zohledňujícím procentuální vliv opatření proti nárazu),
- P3, pravděpodobnost kolapsu mostu (může být přenásobena součinitelem zohledňujícím procentuální vliv opatření proti pádu mostu).

Další případy se týkají především očekávaných ztrát na lidských životech a jsou řešeny samostatně v rámci ekonomické výhodnosti případných opatření. Jevy P1, P2 a P3 jsou spolu s případnými součiniteli navzájem vynásobeny a hodnota pravděpodobnosti poruchy je porovnávána s požadovanou minimální hodnotou indexu spolehlivosti. Vzhledem k charakteru výpočtu pravděpodobností dle UIC 777-2R ve smyslu ročních pravděpodobností, musí i porovnání probíhat pro index spolehlivosti odpovídající 1 roku. V případě, že je výsledný index spolehlivosti vyšší, nebo roven, než minimální požadovaná hodnota, lze předpokládat, že pravděpodobnost nárazu který zapříčiní kolaps mostu je nižší než základní požadavek EC ve smyslu únosnosti a tento by mohl být považován za splněný.

Pro dvoukolejnou trať bez výhybek a mostní konstrukci zatříděnou do RC2/CC2 a bez uvažování součinitelů zohledňujících opatření (oba o hodnotě 1,0) lze uvažovat bezpečnou vzdálenost podpory od osy koleje, kdy není potřeba počítat odezvu konstrukce na náraz, cca 6 metrů při rychlosti 120 km/h a cca 18 m při rychlosti 350 km/h (viz Obr. 2; plná čára). V případě zohlednění opatření proti nárazu do mostu i proti pádu (oba o hodnotě 0,5) jsou minimální vzdálenosti podpor od osy koleje cca 3 m pro rychlost 120 km/h a cca 15 m při rychlosti 350 km/h (viz Obr. 2; čárkovaná čára).

S rostoucí požadovanou třídou spolehlivosti/následků posuzované konstrukce roste i potřebná vzdálenost podpěr od osy koleje kdy není potřeba řešit odezvu konstrukce na náraz.



Obr. 2 – Minimální vzdálenost podpory od osy koleje v závislosti na rychlosti vlaku

5. Závěr

Náraz do konstrukcí přes železniční tratě lze obecně rozdělit na 2 přístupy. Odezva konstrukce na síly způsobené samotným nárazem a finanční náročnost spojenou s případnými ztrátami na lidských životech.

V ČR používané předpisy definují nárazové síly (ve smyslu ekvivalentních statických sil) pouze pro rychlosti do 120 km/h. Pro návrhové rychlosti nad 120 km/h není definován postup posouzení odezvy konstrukce na náraz.

V předpisu UIC 777-2R je uveden postup na rizikovou analýzu, která porovnává výdaje spojené s předpokládanou újmou na zdraví cestujících osob s náklady spojenými s dodatečným opatřením snižujícím ztráty na lidských životech v případě vykolejení vlaku a nárazu do konstrukce v blízkosti trati. UIC 777-2R uvádí, v obecné rovině, celou řadu doporučení a opatření, která lze přijmout aby byly eventuální ztráty na životech sníženy. Tato opatření vstupují do rizikové analýzy v podobě součinitelů násobící příslušné pravděpodobnosti daných jevů (pravděpodobnost nárazu do mostu a pravděpodobnost pádu mostu vlivem nárazu). Je potřeba zmínit, že ekonomická výhodnost opatření se týká pouze cestujících osob a nezohledňuje finanční náklady spojené s případnou obnovou nárazem poškozené konstrukce (ať už na samotné konstrukci, nebo dopravním omezením na provozované trati).

Vzhledem ke obtížím spojeným se stanovením nárazových sil při rychlostech nad 200 km/h je vhodné využít pravděpodobnosti nárazu vlaku do podpěr a pravděpodobnosti následného pádu mostu z rizikové analýzy dle UIC 777-2R. Výslednou pravděpodobnost lze porovnat s minimální hodnotou indexu spolehlivosti ve smyslu únosnosti dle ČSN EN 1990 a v případě splnění této podmínky předpokládat, že odezvu konstrukce na nárazové zatížení není třeba vyhodnocovat.

Ing. Pavel Jiříček, Ph.D.

SUDOP PRAHA a.s.

Tel.: +420 498 655 917

E-mail: pavel.jiricek@sudop.cz

Leica Nova MS50

Robotická totální stanice a 3D laserový skener v jednom přístroji

Technologie:

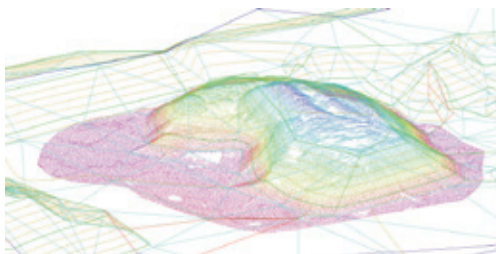
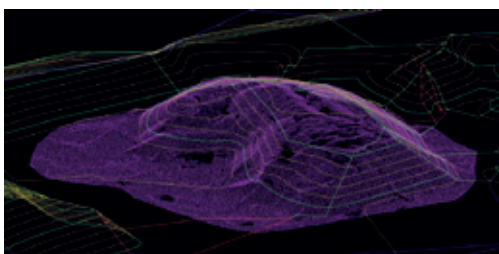
- mergeTECH: integrované 3D skenování v totální stanici s rychlostí až 1000 b/s do 300 m,
- dosah skenování až 1000 m, milimetrová přesnost skenování,
- super rychlý bezhranolový dálkoměr R2000 s dosahem až 2000 m,
- 2 kamery: 20 Hz širokoúhlá pro asistenci měření a pořizování panoramatických obrázků, 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
OBECNÉ		
Displej a klávesnice	VGA, barevný, dotykový v obou polohách	36 kláves, podsvícení
Funkce	3x nekonečné ustanovky, 1x ostření, 2x automatické ostření, uživatelsky definované měřicí tlačítko	
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 km 200,916 trati Plzeň–Žatec

Ing. Libor Marek, Ing. Ondřej Lojík, Ph.D.
TOP CON SERVIS s.r.o.

Popis stávajícího stavu a zdůvodnění nezbytnosti realizace projektu

Železniční trať č. 160 Plzeň–Žatec (TÚ 0502 Mladotice–Žatec) je součástí celostátní dráhy a spojuje města Plzeň a Žatec. Trať je dlouhá 107 km a její převážná část vede okresem Plzeň-sever a okresem Louny. Jednokolejná neelektrifikovaná trať byla zprovozněna postupně od r. 1872, úsek Mladotice–Žatec byl dokončen v r.1907.

Mostní objekt v km 200,916 převádí trať přes řeku Ohři a její inundaci ve městě Žatci. Ocelová konstrukce byla vyrobena v r. 1907. Částečné zesílení mostovky a výměna zkorodovaných prvků konstrukce bylo provedeno v r.1976, celoplošná protikoroze ochrana OK



Obr. 1 – Mapa zájmového území

byla naposledy provedena v r. 1982. V r. 2016 došlo k výměně mostnic a úpravě podélníků včetně částečné obnovy protikoroze ochrany OK. Na základě provedeného statického přepočtu a výsledku mimořádné prohlídky mostu byla od 1.10.2018 na mostě snížena traťová rychlost z 50 km/h na 10 km/h (TOR).

Šířkové uspořádání na mostě nevyhovovalo podmínkám pro bezpečné provozování mostních objektů, kde skutečná vzdálenost osy koleje od nejbližší překážky byla 2,098–2,166 m. Zvětšení volné šířky na tomto typu mostu nelze docílit žádnou úpravou OK, ani zřízením výklenků pro ochranu osob před projíždějícím vlakem. Na základě závěrů ze zjištěných skutečností a výsledků přepočtu ocelové konstrukce bylo konstatováno, že pro zachování provozuschopnosti a bezpečnosti železničního provozu na trati je nezbytné provést rekonstrukci tohoto přemostění.

Původní stav mostu

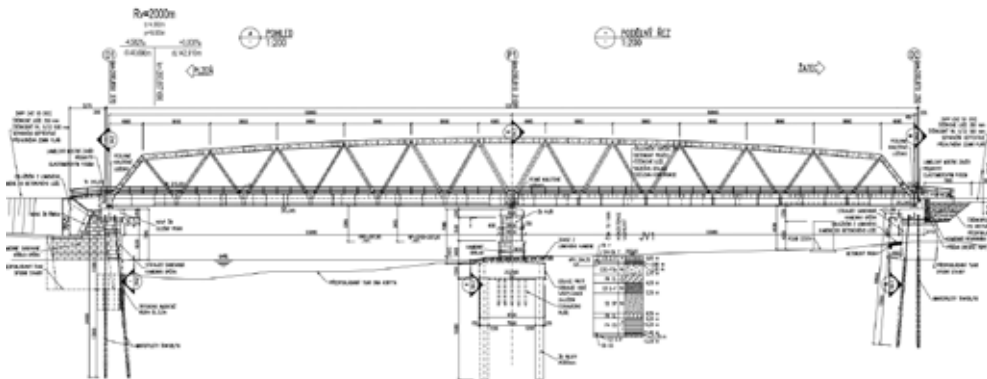
Ocelové konstrukce mostu byly trámové, příhradové, prosté, nýtované. Mostovka mezilehlá s dřevěnými plošně uloženými mostnicemi, ukončení mostu kolmé. Rozpětí konstrukcí 2×58 m, na středovém pilíři byla umístěna pevná ložiska obou konstrukcí, na opěrách pak ložiska pohyblivá. Spodní stavbu tvoří kamenné opěry a středový pilíř z řádkového žulového zdiva. U obou opěr jsou šikmá svahová křídla, u opěry O1 navazuje na pravé křídlo opěrná zeď podél vodního toku. Podpěry mostu jsou hlubině založeny na dřevěných pilotách nebo rostech. Na mostě byly ve stávajícím stavu použity kolejnice tvaru S49 s tuhým podkladnicovým upevněním na dřevěných mostnicích 240/260/2470 mm. V místě výběhů pojistných úhelníků byly použity dřevěné pražce. V traťovém úseku mimo most byla zřízena bezстыková kolej. Po obou stranách mostu byla stávající bezстыková kolej ukončena malým dilatačním zařízením tv. S49 umístěným na dřevěných pražcích. Přes most byly vedeny ve žlabech po obou stranách kabely ve správě ČD Telematiky a OŘ Ústí nad Labem.



Obr. 2 – Pohled na SOK (stará ocelová konstrukce)

Nový stav mostu

Rekonstrukce mostu spočívala v náhradě celé nosné mostní konstrukce na upravené spodní stavbě s průběhem vedení koleje po mostě a na předpolí beze změny. Toto konstrukční řešení vyhovuje prostorovému uspořádání VMP 2,5 dle ČSN 73 6201 pro rychlost 50 km.h⁻¹, která odpovídá navazujícím směrovým poměrům vedení trati. Pro návrhové zatížení je použito, schéma zatížení LM 71 dle ČSN EN 1991-2 s klasifikačním součinitelem, $\alpha = 1,21$.



Obr. 3 – Podélný řez NOK (nová ocelová konstrukce)

Založení, zesílení a nová spodní stavba

Zesílení podzákladí obou opěr (O1 a O2) bylo navrženo pomocí 16 mikropilot TR 108/16 délky 24 m resp. 19,5 m v kombinaci se sloupy tryskové injektáže Ø800 mm délky 5,0 m tvořící podzemní stěnu, která nejenom vylepšuje parametry podloží, ale zabraňuje i jejich podemletí.

Pilíř jsme navrhli založit na velkopřůměrových pilotách Ø1200 mm délky 15 m. Piloty měly být vrtány z úrovně nasypaného dočasného tělesa v řece u pilíře. Výkopy pro základ pilíře jsou v korytě řeky blízko hladiny podzemní vody, proto byla pro nový pilíř provedena uzavřená štetovnicová jímka.

Stávající opěry a křídla byly předepsány odbourat na úroveň úložných prahů. Nové úložné prahy, respektující zvětšení šířky mostu jsou monolitické, železobetonové (výška 1,3 m šířka 3,77 m a délka 8,2 m). Úložné prahy mají vnější rovnoběžná vyvýšená křídla s železobetonovými monolitickými římsami. Stávající kamenná křídla byla dozděna k novým ŽB úložným prahům a na ně zřízena nová ŽB monolitická římsa. Zbylé kamenné zdivo bylo předepsáno hloubkově přespárovat a posílit vnitřní výplně cementovou nízkotlakou injektáží.

Stávající pilíř bylo nezbytné odbourat a nahradit ho novým, protože staticky nevyhovoval pro nové zvýšené zatížení mostu s průběžným kolejovým ložem. Na pilíři jsou nově kotvena pevná ložiska od spojitě konstrukce, která přenáší veškeré vodorovné síly od rozjezdových

a brzdných sil, včetně sil od beztykové koleje. Po odbourání stávajícího pilíře na úroveň nové základové spáry projekt navrhl postavit nový ŽB pilíř mostu. Pilíř má základ tvaru kvádru o rozměrech $2,2 \times 9,7 \times 16,5$ m. Dřík pilíře je oválného tvaru výšky 6,9 m. Dolní část je rozšířena, na proti vodní straně tvarově upravena, do vhodného proudnicového tvaru. Nový úložný práh pilíře má rovněž oválný tvar s rozměry $1,2 \times 3,5 \times 11$ m. Pilíř je obložen kamenem (žulou) od základu po úložný práh.

Nová ocelová konstrukce



Obr. 4 – Příčný řez NOK

Nosná konstrukce je navržena jako jednokolejná, celosvařovaná ocelová spojitá konstrukce o dvou polích s příhradovými hlavními nosníky se zakřiveným horním pasem s bezsvislicovou soustavou prutů z oceli S355J2+N (plechy tl. do 30 mm), S355K2+N (plechy tl. 35 mm), S355NL (plechy tl. 40 mm) resp. S460N (stěny příčníků). Rozpětí konstrukce činí $59,94 + 59,94$ m. Dolní pás hlavních nosníků je navržen jako svařovaný I-nosník výšky 1740 mm, diagonály jsou tvořeny I-průřezy, horní pás a krajní diagonály tvoří uzavřené komorové průřezu. Vzdálenost hlavních nosníků je 6,010 m. Mostovku představuje ocelový žlab kolejového lože navržený jako ortotropní konstrukce s podélnými trapézovými výtuhami a příčnými výtuhami (příčníky). Příčné výtuhy sledují pravidelný modul 3330 mm a jsou tvořeny obrácenými T-průřezy.



Obr. 5 – Barevné řešení mostu – vizualizace

Protikoroziční ochrana OK je navržena dle platného předpisu SŽDC S5/4 Protikoroziční ochrana ocelových konstrukcí ve skladbě ŽSP + ONS 02 o celkové tloušťce 300 μm v barevném odstínu: hlavní nosník a horní příčné ztužení – DB 502 – modrá, mostovka, zábradlí a dolní pás v odstínu D8 701 – šedá.

Vybavení mostu

Ocelová konstrukce je uložena na spodní stavbu vždy pod hlavními nosníky na opěrách a pilířích na kalotová ložiska s dolními kotevními deskami.

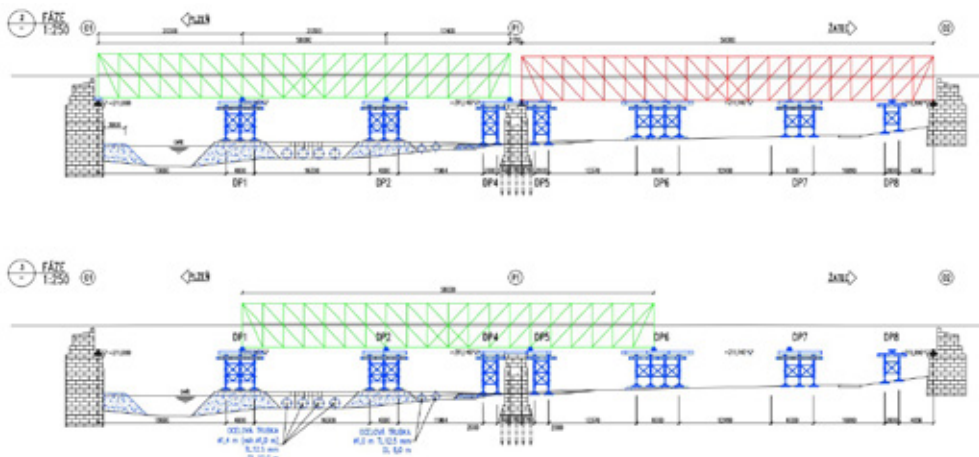
Na mostě je položena celoplošná bezešvá hydroizolace tl. min. 5 mm provedena na montážní plošině po svaření konstrukce do jednoho celku.

Odvodnění žlabu KL mostu je primárně zajištěno střechovitým příčným sklonem povrchu 3%, směrem do podélné osy. Srážková voda je odváděna lokálními odvodňovací umísťenými v těchto úžlabích přímo do řeky a na její inundaci.

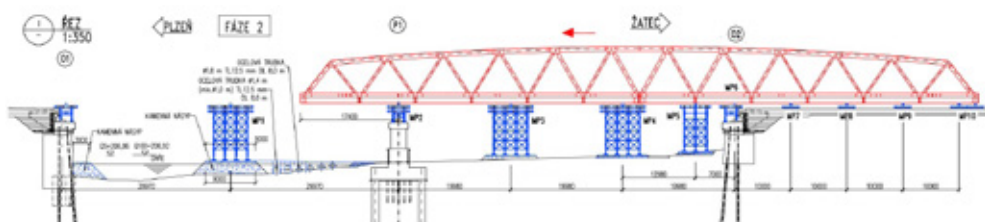
Na vnějších okrajích mostu jsou osazeny povrchové, těsněné mostní dilatační závěry s krajními profily a jedním těsnícím profilem, který zajišťuje pohyb v dilatační spáře mezi opěrami a mostem a její vodotěsnost.

Zábradlí na mostě je z podélných ocelových L profilů, které jsou přišroubovány do vnitřních prostor mezi diagonály. Na vnějších okrajích krajních diagonál jsou navíc doplněny ocelovým sloupkem. Na opěrách a křídlech mostu je po vnější straně osazeno ocelové zábradlí z otevřených profilů výšky 1100 mm. Ocelové části zábradlí jsou opatřeny protikorozičním nátěrem ve shodném složení jako nátěry OK.

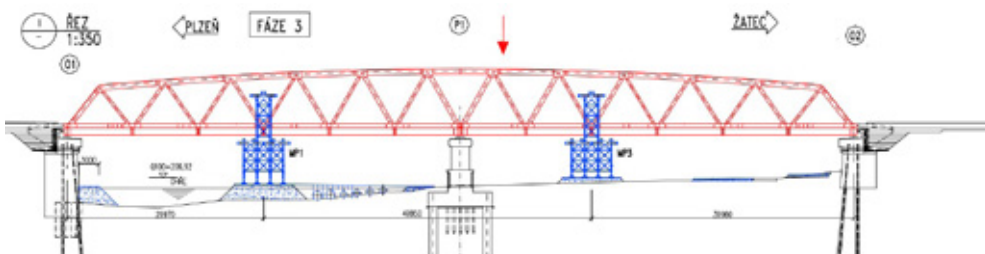
Přechod z uzavřeného kolejového lože do otevřeného je proveden v prostoru rovnoběžných křídel opěr. Za opěrami je provedeno ZKPP délky 12,0 m.



Obr. 6 – Demontáž SOK



Obr. 8 – Montáž NOK – fáze 2



Obr. 9 – Montáž NOK – fáze 3

Závěr

Stávající mostní konstrukce tvořila omezující překážku pro celou trať Plzeň – Žatec, a to jak z hlediska přechodnosti a prostorové průchodnosti, tak i traťové rychlosti. Cílem stavby byla komplexní rekonstrukce mostu, která tyto problémy odstranila. Stará dožilá konstrukce byla nahrazena novou se šterkovým ložem a bezstykovou kolejí, s požadovanou nosností, životností, prostorovou průchodností a traťovou rychlostí.



Obr. 10 – Most po montáži do jednoho celku

Ing. Libor Marek
TOP CON SERVIS s.r.o.
Tel.: 603 513 205
E-mail: marek@topcon.cz

Ing. Ondřej Lojik, Ph.D.
TOP CON SERVIS s.r.o.
Tel.: 731 108 109
E-mail: lojik@topcon.cz

Rekonstrukce mostu km 200,916 trati Plzeň–Žatec

Ing. Ondřej Komárek, Ing. Radim Bílek, Ing. Petr Štásta
FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Martin Nožička, Stavby mostů, a.s.

1. Úvod

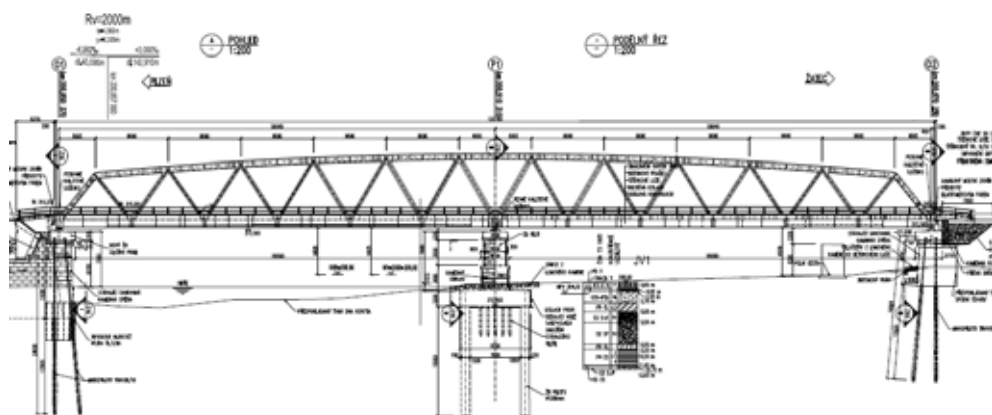
Rekonstrukce mostu byla realizována v letech 2021–2022 nedaleko města Žatec. Most překonává řeku Ohři a její inundační prostor. Investorem celé stavby je Správa železnic, s.o. zastoupená Stavební Správou západ. V rámci rekonstrukce mostu došlo k výměně původní nosné konstrukce za novou a částečnému vybudování nové spodní stavby.

2. Charakteristika mostu

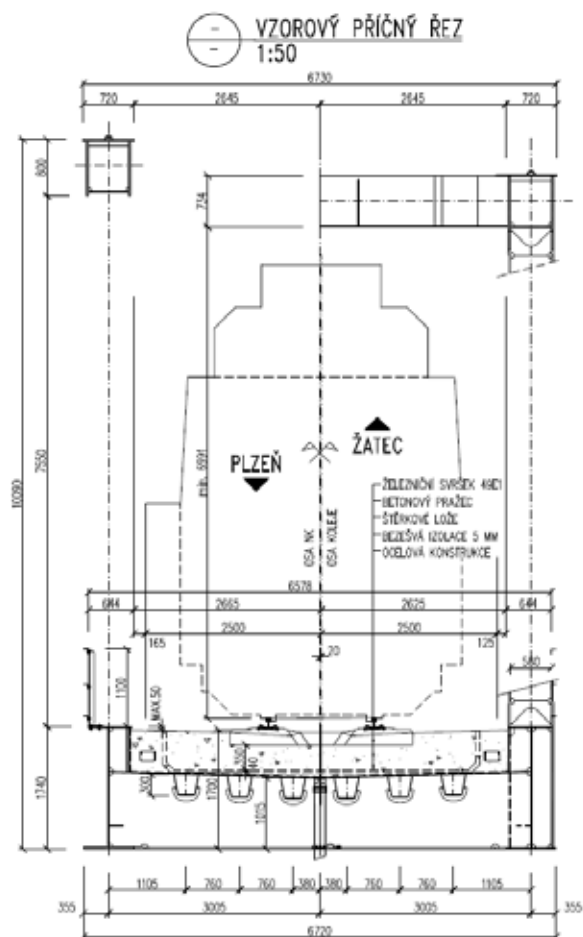
Most převádí jednokolejnou, neelektrifikovanou železniční trať č. 160 Plzeň – Žatec přes řeku Ohři a její inundační prostor. Směrově je trať na mostě vedena v přímě, v prostoru křídel opěry O1 končí přechodnice oblouku o poloměru $R=250$ m. Výškově je most ve vodorovné rovině.

Na mostě je navržen VMP 2,5 a celková šířka konstrukce činí 6,72 m. Úhel křížení s přemostňovanou řekou je cca 90° s volnou výškou nad $Q100 = 6,43$ m.

Nosná konstrukce je navržena jako celosvařovaná, ocelová, spojitá konstrukce o dvou polích s příhradovými hlavními nosníky, se zakřiveným horním pasem s bezsvislicovou soustavou prutů. Žlab kolejového lože nese dolní ortotropní mostovka s podélnými trapézovými výztuhami a příčníky. Rozpětí konstrukce je 59,94+59,94 m.



Obr. 1 – Boční pohled/podélný řez



Obr. 2 – Příčný řez

3. Založení mostu a spodní stavba

Spodní stavba původního mostu byla z části využita. Stávající opěry byly odbourány na úroveň úložných prahů. Každá opěra byla zesílena 14 ks mikropilot TR108/16 v kombinaci se sloupy tryskové injektáže, která zabraňuje podemletí opěr. Na kamenné opěry byly provedeny nové železobetonové (ŽB) úložné prahy s rovnoběžně zavěšenými křídly doplněné o ŽB římsy. Stávající kamenná křídla byla dozděna k novým ŽB úložným prahům. Původní kamenné zdivo bylo přespárováno.

Stávající pilíř byl zbourán na úroveň nové základové spáry a nahrazen novým ŽB pilířem, který byl založen na 52 ks beraněných prefabrikovaných pilotách. Dřív pilíře je oválného tvaru výšky 6,9 m. Finální vzhled díku pilíře tvoří žulový obklad tloušťky 250 mm. Celkový objem všech nově zhotovených částí mohutného pilíře je cca 700 m³ betonu.

4. Nosná konstrukce

Nosná ocelová konstrukce je navržena z oceli třídy S420N, S355NL, S355K2+N, S355J2+N a S355J2C+N. Hlavní příhradové nosníky osově vzdálenosti 6,01 m jsou v místě uložení na pilíři vysoké 10,09 m. Vzdálenost příhradových styčníků je 9,99 m. Příhradový nosník je navržen ze svařovaných průřezů tvaru „I“ pro dolní pás, „H“ pro diagonály a uzavřeného truhlíkového průřezu pro horní pás a krajní diagonálu. Horní pásy hlavních nosníků jsou mezi sebou ztuženy. Mostovku tvoří ocelový žlab kolejového lože navržený jako ortotropní konstrukce s podélnými trapézovými výztuhami a příčnický. Příčné výztuhy sledují pravidelný modul 3330 mm a jsou tvořeny obrácenými T-průřezů.

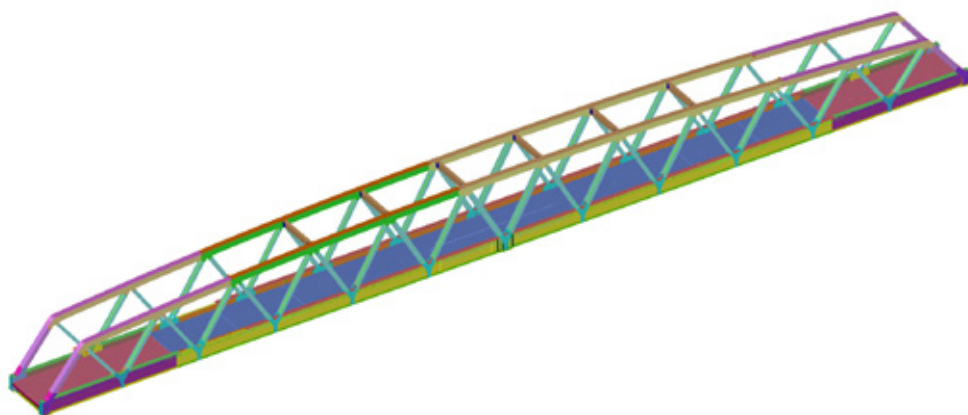
Hlavní nosníky a mostovka byly vyrobeny s nadvýšením, které bylo stanoveno projektem. Ocelová konstrukce byla vyrobena v třídě provedení EXC3 s dílenskou přejímkou. Protikorozní ochrana konstrukce byla provedena duplexním ochranným systémem. Žlab kolejového lože byl opatřen vodotěsnou bezešvou izolací.

5. Výroba ocelové konstrukce

Již v roce 2021 probíhala výroba ocelové konstrukce v mostárně společnosti Firesta-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s. Jednotlivé etapy výroby a montáže se odvíjely od technologického postupu výstavby mostu. Celková hmotnost konstrukce je cca 597 tun.

Uspořádání a rozměry jednotlivých dílců jsou limitovány výrobními prostory a nosností jeřábů ve výrobně a možnostmi dopravce, postup montáže byl limitován nosností jeřábů a montážní plochou na staveništi. Zhotovitel již v soutěži ocenil blokovou montáž do otvoru, jako alternativu montáže výsunem, která byla zpracována v DSP. V podélném směru je trám rozdělen na 7 dílců včetně zárodků diagonál a mostovky. Horní pás je v podélném směru rozdělen na 5 dílců. Veškeré diagonály byly k hlavním nosníkům a hornímu pásu přivařeny až na montáži. V příčném směru byl most rozdělen v polovině rozpětí příčnicků.

Pro tvorbu výrobní dokumentace byl vytvořen 3D model ocelové nosné konstrukce včetně nadvýšení.



Obr. 3 – 3D model ocelové konstrukce



Obr. 4 – Výroba trámů a mostovky



Obr. 5 – Výroba horních pásů



Hlavní nosníky byly na dílně sestaveny ve vodorovné poloze s následnou dilenskou přejímkou. Protikorozní ochrana všech dílců ocelové konstrukce byla prováděná v tryskacím a lakovacím boxu mostárny.

6. Montážní plošina pro pásový jeřáb

Pro manipulaci se starou i novou nosnou konstrukcí bylo uvažováno s těžkým pásovým jeřábem LR 1750 o maximální nosnosti 750 t. Pro tento jeřáb bylo nutné vybudovat zpevněnou plochu ze štěrkodrtí, která částečně zasahovala do koryta řeky Ohře. Pro zajištění potřebné únosnosti bylo nutné použít syntetické geomříže. V korytě řeky byla plošina ochráněna štětovou jímkou.



Obr. 6 – Montážní plošina pro pásový jeřáb

7. Snesení staré ocelové konstrukce

Stará ocelová konstrukce byla snesena pomocí těžkého pásového jeřábu, na který byla zavěšena pomocí speciálních přípravků.



Obr. 7 – Snesení staré ocelové konstrukce

8. Montáž nové ocelové konstrukce

V říjnu roku 2021 byl proveden návoz převážné části dílců na stavbu. Pomocí mobilního jeřábu byly dílce uloženy na předem připravený předmontážní rošt a následně svařeny. Začalo se sestavením a svařením dílců trámu. Na zárodky diagonál byly pomocí montážních přípravků provizorně připevněny diagonály. Poté došlo k nasazení dílců horních pásů, k urovňování do požadovaného tvaru a svaření. V době od února 2022 do července 2022 došlo k přerušení prací z důvodu období rozmnožování živočichů. V srpnu proveden návoz a dovaření zbylých dílců. Dvě části nosné konstrukce mostu byly do otvoru osazeny jeřábem Liebherr LR1750 a následně svařené.

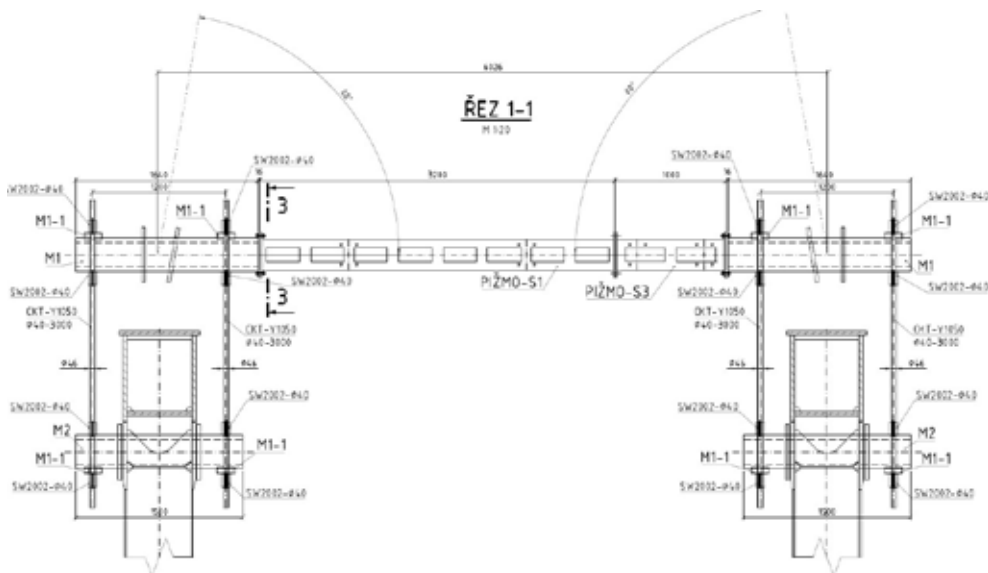


Obr. 8 – Přípravky pro montáž diagonál



Obr. 9 – Části mostu v období přerušení prací

Pro vložení konstrukce do otvoru bylo zapotřebí použití speciálních montážních přípravků. V místě styčníků horního pásu byla provlečena trubka TRØ305 × 40 s nákrůžky a otvory pro provlečení tyče. Vrchní část byla provedena obdobně s rozepřením pomocí sloupků pižmo. Obě úrovně byly mezi sebou propojeny vysokopevnostními, celozávitovými tyčemi Ø40 mm. Použití celozávitových tyčí umožňovalo rektifikaci pro vodorovné zdvižení břemene z podpor. Dále bylo zabráněno vnášení dodatečných vodorovných sil od úvazků do horních pásů příhradového nosníku.



Obr. 10 – Montážní přípravky pro osazení nové konstrukce jeřábem



Obr. 11 – Vkládání první části mostu



Obr. 12 – Vkládání druhé části mostu



Obr. 13 – Zatěžovací zkouška

9. Závěr

Rekonstrukce mostního objektu umožnila odstranit omezení rychlosti na trati z původních 10 km/h na 70 km/h. Zvýšila bezpečnost železničního provozu a nemalou měrou přispěla i architektonickému zlepšení situace. Dílo bylo realizováno ve stanoveném termínu a v dobré kvalitě, děkujeme všem partnerům výstavby za spolupráci.

Ing. Ondřej Komárek

FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Tel.: +420 607 131 586,

E-mail: komarek@firesta.cz

Ing. Radim Bílek

FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Tel.: +420 607 064 618,

E-mail: bilek@firesta.cz

Ing. Petr Štásta

FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Tel.: +420 721 365 896,

E-mail: stasta@firesta.cz

Martin Nožička

Stavby mostů a.s.

Tel.: +420 724 123 039

E-mail: nozicka@spm.cz

Rekonstrukce mostu v km 200,916 trati Plzeň–Žatec

Ing. Petr Žákovec, Ing. Stanislav Kejval, Správa železnic, státní organizace,
Stavební správa západ

Trat' z Plzně do Žatce byla v minulosti hodně vytížená zejména nákladní dopravou a uhelnými vlaky. Nebylo výjimkou, že těžké náklady byly taženy dvojicí Sergejů, které rovnaly každý větší oblouk. Těsně před Žatcem, v kilometru 200,916, trať překrývá řeku Ohří a její inundační území mostem o dvou polích. Ten byl v minulosti právě zmíněnou dopravou silně zatěžován, tak bylo i z důvodu korozního oslabení provedeno částečné zesílení prvkové mostovky v roce 1976 Mostním obvodem Plzeň. Žádná další větší oprava, krom údržbových prací a částečného nátěru dolních pasů, na



Obr. 1 – Stávající přemostění



Obr. 2 – Stávající přemostění

mostě neproběhla. Na základě statického přepočtu a mimořádné prohlídky v roce 2018 byla snížena traťová třída zatížení a následně od 1.10.2018 zavedeno trvalé omezení rychlosti ze 70 na 10 km/h. Tím bylo v podstatě rozhodnuto o výměně OK, což je tématem tohoto článku.

Stávající ocelová příhradová konstrukce s mezilehlou mostovkou je jako dvě prostá pole o rozpětí $2 \times 56,9$ m má nevyhovující zatížitelnost a nevyhovuje ani z hlediska prostorové průchodnosti. Spodní stavba je precizně zpracovaná z kvádrového žulového zdiva na křídlech doplněná lomovým kamenem.

Cílem stavby bylo tedy vyměnit OK a zesílit a sanovat spodní stavbu. Příprava stavby byla dokončena v roce 2020, kdy se řešilo šíření koronaviru a velmi zdlouhavé projednávání probíhalo většinou distančním způsobem. Projednávání stavby s dotčenými orgány státní správy bylo ukončeno v prosinci 2020 vydáním stavebního povolení Drážním úřadem.

Nová mostní konstrukce je navržena jako spojitý ocelový příhradový nosník bezsvislicové soustavy o rozpětí $2 \times 59,94$ m. Konstrukce s ortotropní mostovkou a průběžným šterkovým ložem. Návrh technického řešení splňuje požadavky Technickoekonomické studie na elektrizaci trati Plzeň – Žatec a přechodnost traťové třídy zatížení D4 pro elektrický provoz.

Hned v úvodu stavby hrozil vlivem prodloužení zadávacího řízení problém se včasnou dodávkou oceli pro výrobu konstrukce. Díky vlivům covidu byla standardní doba dodávky plechů více než zdvojnásobena, cena oceli nekontrolovaně rostla, ale i přesto byl stále reálný termín výroby OK před výlukou. Definitivní ránu zasadila nákaza covidem a uzavření mostárny Firesty. To už bylo zřejmé, že termín výluky nemůže být dodržen a tedy došlo k posunu termínu o celý jeden rok. Po opětovném otevření mostárny výroba pokračovala a jednotlivé převzaté dílce dováženy na stavbu.

Montáž OK probíhala do dvou montážních celků od října do prosince 2021 na staveništi. Vzhledem k tomu, že dle podmínek Stavebního povolení byly práce přerušeny z důvodu ochrany životního prostředí Evropsky významné lokality Ohře od 15.3. do 1.7.2022 (ochrana vodních živočichů během rozmnožování bolen dravý, losos obecný, velevrub tupý), byl zbylý prostor staveniště uvolněn pro veřejnost a práce pokračovaly až od července 2022. V mezidobí proběhla výroba a přejímka ložisek a závěrů ve firmě Cirmon.



Obr. 3 – Výroba OK mostárna Brno



Obr. 4 – Sestavení dvou částí OK

Zajímavou změnou, se kterou přišel zhotovitel v oblasti založení, byla náhrada vrtaných pilot za beraněné. Projektant navrhl na základě statického výpočtu nový středový pilíř založený na vrtaných velkopřůměrových pilotách. Po konzultaci s firmou na zakládání a provedené kopané sondě k základové spáře byl zastižen původní dřevěný roznášecí rošt, který by v kolizi s vrtací soupravou prakticky znemožnil realizaci monolitických pilot v předpokládaném čase výluky. Zhotovitel stavby přišel s návrhem technologie beraněných pilot, které umožní do jisté míry se těmito kolizím vyhnout. Byl proveden nový návrh založení a statický přepočet, který byl po projednání akceptován investorem i projektantem stavby. Byla požadována zkouška beranění a únosnosti pilot, která potvrdila výsledky statického výpočtu.



Obr. 5, 6 – Zkouška únosnosti pilot



V srpnu 2022 byl připojen poslední dílec mostu a hned v prvních dnech výluky, která probíhala od 2.8. do 31.10.2022, snesena stará OK. Původní návrh výměny NK byl technologií postupného vysouvání a nasouvání z prostoru montážní plošiny. Na žádost zhotovitele byl však pro výměnu NK použit mobilní pásový jeřáb Liebherr LR1750. Tím se omezily zásahy do koryta řeky, protože nebylo potřeba vytvářet ostrůvky pro PIŽMO bárky a celá divácky zajímavější operace proběhla ze zapáženého přísypu z levého břehu Ohře.

Následně byl zbourán stávající kamenný pilíř a v jeho místě na 52 ks beraněných pilot založen nový, masivnější ŽB pilíř obložený kamenem, na návodní straně s ledolamem. Souběžně probíhalo odbourání horní části opěr a křídel, na OP1 trysková injektáž podzákladí a zpevnění celých dírků obou opěr mikropilotami TR Ø 108/16 délek 24m na OP1 a 19,5m na OP2. Ty nově přenášejí zatížení z úložného prahu do základové půdy. Stávající ponechané zdivo opěr a křídel bylo proinjektováno a hloubkově přespárováno.

Osazení NOK probíhalo v říjnu 2022 tak, že jeřáb se zavěšenou 1. částí OK pojížděl po přísypu cca 25 metrů. Ta byla osazena přes řeku s montážním stykem na provizorní podpoře za pilířem na břehu. Druhá část byla následně připojena. Pro demontáž i montáž OK byly použity pomocné konstrukce svařenců spojovaných závitovými tyčemi kolem horních pasů. Po svaření montážního styku byla provedena bezešvá izolace MasterSeal M 810 a dokončena PKO mostu. Na mostě je průběžné šterkové lože a kolej tvaru S49E1 s pružným bezpodkladnicovým uložením na betonových pražcích B03.

Rekonstrukce mostu v km 200,916 trati Plzeň–Žatec

Dne 29.10.proběhla za mlhavého dne zatěžovací zkouška mostu, k jejímuž provedení posloužila dvojice lokomotiv Sergej doplněná jeřábem EDK 750. Dle předpokladu výpočtu bylo zkouškou dosaženo účinnosti zatížení v rozmezí 63-67%.

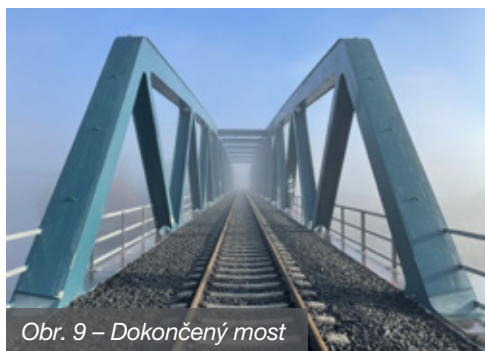


Obr. 7 – Stav 1



Obr. 8 – Stav 2

Výluka byla ukončena 31.10.2022 v 17 hodin a zahájen zkušební provoz. Následně práce pokračovaly dokončením sanace spodní stavby a obkladem pilíře, odstraněním montážní plošiny a terénními úpravami.



Obr. 9 – Dokončený most



Obr. 10 – Průjezd vlaku

Projektantem stavby je firma TOP CON SERVIS s.r.o.
Zhotovitelem stavby je sdružení firem SMP CZ, a.s.
a FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Poděkování patří Povodí Ohře a Městu Žatec

Ing. Petr Žákovec

Správa železnic, státní organizace, Stavební správa západ

Telefon: +420 602 774 96

e-mail: zakovec@spravazeleznic.cz

Ing. Stanislav Kejval

Správa železnic, státní organizace, Stavební správa západ

Telefon: +420 602 774 961

e-mail: kejval@spravazeleznic.cz

Modernizace trati Veselí n. L. – Tábor – II. část, úsek Veselí n. L. – Doubí u Tábora, 2. etapa Soběslav – Doubí

Zhotovitel: „Společnost Soběslav – Doubí“

(sdružení firem STRABAG Rail, a.s.; EUROVIA CS, a.s.; Metrostav a.s.)

Projektant: METROPROJEKT Praha a.s.

Prezentace stavby: <https://sobeslav-doubi.cz/>

Ing. Petr Hanzal, Ing. Jiří Lukeš, Ing. Tomáš Ptáček, Metrostav a.s.

Popis stavby

Železniční trať (Praha–)Benešov u Prahy–České Budějovice, jejíž součástí je rekonstruovaný úsek Soběslav–Doubí, byla postavena jako Dráha císaře Františka Josefa. Úsek z Prahy do Veselí nad Lužnicí byl zprovozněn v roce 1871, mezi Veselím a Českými Budějovicemi začaly vlaky jezdit v roce 1874.

Přesný název stavby je Modernizace trati Veselí n. L. –Tábor– II. část, úsek Veselí n. L.–oubí u Tábora, 2. etapa Soběslav–Doubí. Začátek je v km 62,385 ve stanici Soběslav. Úsek Veselí n. L.–Soběslav byl realizován v rámci 1. etapy dokončené roku 2015. V převážné většině délky vede trasa nové trati volným terénem, ve zvlněné krajině, v podstatné délce potom podél dopravního koridoru dálnice D3. Stavba končí v km 71,880, kde se trasa přibližuje ke staré stopě trati a plynule navazuje na sousední stavbu dokončenou v roce 2009.

Modernizaci 8,5km dlouhého úseku ze Soběslavi do Doubí u Tábora realizuje pro objednatele díla spol. Správa železnic státní organizace sdružení firem Strabag Rail, Eurovia a Metrostav. Z této délky je 28 % náspů, 52 % traťových zářezů, zbytek trati je veden na umělých stavbách. Nejvýznamnější a také nejnáročnější jsou Zvěrotický tunel, velká mostní estakáda přes Černovický potok a estakáda Kamenný rybník.

1. SO 52-20-02 Železniční most v km 65,422

1.1 Úvod

Černovická estakáda je navržena jako spřažená ocelobetonová trámová konstrukce délky 832,1 m s horní železobetonovou deskou mostovky, která je společná pro obě převáděné koleje. Most má celkem 27 mostních otvorů.

Práce na realizaci tohoto mostu byly fyzicky započaty v říjnu 2019. Zhotovitelem objektu je Metrostav a Eurovia v poměru 1:1, tedy každý půlku. Po dokončení v roce 2022 by se tento most stal po Negrelliho viaduktu (délka 1110 m) a Branickém mostu („Most inteligence“, délka 990 m), třetím nejdelším železničním mostem v České republice.

1.2 Založení mostu

Podpěry jsou založeny na opřených velkopřůměrových železobetonových pilotách Ø1200 mm, dl. 26,0–11,0 m v počtu 12–18 ks dle typu podpěry. U brzdných pilířů je pro zachycení brzdných sil na obou stranách pilíře v podélné ose mostu doplněno 2 × 9 ks mikropilot TR 108/16 délky 16,0 m s kořenem délky 10,0 m skloněných 25° od horizontály (terénu). Protože souvrství jílu a hlín s vysokou až extrémně vysokou plasticitou většinou tuhé konzistence neposkytovalo podmínky pro zhotovení dostatečně únosného kořene mikropiloty, byl prostor kořene délky 12,0 m ($\pm 1,0$ m) vylepšen v předstihu tryskovou injektáží Ø 800 mm, následně do takto zpevněného prostředí byly prováděny mikropiloty.



Obr. 1 – Pilotové založení

1.3 Spodní stavba

Spodní stavba objektu je tvořena dvěma opěrami (O1, O2) a 26 pilíři (P1–P26).

Obě opěry jsou ŽB, masivní, obsypané, založené na pilotách vetknutých do základu tl. 1,7 m, šířky 5,0 m a délky 11,7 m. Horní povrch základu je v příčném směru v místě pracovní spáry vodorovný, v místě základového výstupku je z důvodu odvodnění proveden ve směru k okraji základu.

Dříky opěr jsou vetknuté do základových bloků. Půdorysné rozměry dříků jsou proměnné. Výška dříků je proměnná podle výškového a směrového průběhu převáděné trati. Výška závěrných zídek je rovněž proměnná, ve spodní části je vetknuta do úložného prahu a kopíruje jeho tvar, v horní části je upravena podle výškového průběhu příčného řezu tělesa dráhy. Horní povrch úložných prahů je vyspádován ve sklonu 4 % směrem od závěrné zídky. Křídla opěr jsou v délce 6,6 m založena na pilotách vetknutých do základů tl. 1,7 m, šířky 3,7 m. Křídla jsou proměnné tloušťky, dolní část křídel je tl. 1,3 m, horní část křídel je tl. 0,75 m.

Konstrukci všech pilířů tvoří dva dříky konstantního průřezu vetknuté do základového bloku, jenž tvoří tuhou převážku pilot. Základy budou provedeny jako samostatné bloky. Půdorysných rozměrů šířky 9,7–11,2 m a délky 11,7–14,2 m. Tloušťka základových bloků je vždy stejná a to 2,0 m. Všechny základy jsou usazeny kolmo k ose mostu. Dříky všech pilířů jsou s konstantním průřezem, rozlišeným svými rozměry vzhledem k počtu umístěných ložisek, funkci a výšce pilířů. Rozměry dříků jsou 4 typy: typický vnitřní pilíř mostu či nižší brzdňý pilíř: 3,0 × 1,8 m, typický brzdňý pilíř mostu 3,5 × 1,8 m, atypický brzdňý pilíř mostu 4,0 × 1,8 m a typický sdružený pilíř mostu 4,0 × 1,5 m.



Obr. 2 – Spodní stavba

1.4 Nosná konstrukce

Nosná konstrukce je navržena jako trémová spřažená ocelobetonová s dvojicí svařovaných hlavních nosníků ve tvaru „I“, jedna společná konstrukce pro obě převáděné koleje. Staticky působí jako soustava devíti spojitých nosníků (samostatných dilatačních celků) čtyřech typů (Most 1, Most 2, Most 3 a Most 9). Celková délka nosné konstrukce (měřeno v ose koleje č. 1) činí 832,0 m.

Rozpětí podle typu konstrukcí jsou:

Most 1	26,350 + 38,000 + 26,350 m
Most 2	33,700 + 41,000 + 41,000 + 337,7 m
Most 3	27,250 + 34,000 + 27,250 m
Most 9	23,850 + 23,850 m

Celkové schéma nosné konstrukce je Most 1 + Most 2 + 6 × Most 3 + Most 9, koncové podpory mostů jsou uloženy na opěrách a společných sdružených pilířích, vnitřní podpory na pilířích. Nosné konstrukce všech mostů jsou tvořeny dvojicí hlavních nosníků, které jsou vzájemně spojeny ŽB deskou mostovky a příčným příhradovým ztužením v různých vzdálenostech dle jednotlivých mostů. Výška hlavního nosníku je po celé délce mostů stejná, a to 2,85 m.



Obr. 3 Osazování ocelových nosníků

1.5 Spřažená železobetonová deska a římsy

Tloušťka desky je v příčném směru proměnná – v místech nad osami hlavních nosníků je tloušťka desky 440 mm, v místě úžlabí mezi oběma hlavními nosníky 370 mm. Horní povrch desky má dostředný sklon 2,0 % a 3,27 % směrem k excentricky umístěnému úžlabí – rozdílné sklony byly zvoleny vzhledem ke snaze o minimalizaci tíhy kolejového lože. V úžlabí desky jsou ve vzdálenostech po 4,0 m osazeny odvodňovače. Celková šířka desky 10,340 m je po délce NK konstantní, deska v celé své délce sleduje směrový poloměr trati – $r = 3\,400\text{ m}$ v koleji č. 1, podélný sklon desky je v celé délce mostu konstantní 1,178 %, stejně jako podélný spád trati. Vodorovné plochy desky jsou zaizolovány celoplošně natavovanou dvoupásovou izolací z modifikovaných asfaltů. Tvrdá ochrana izolace je provedena ze střednězrnného litého asfaltu na bázi modifikovaných asfaltů tl. 30 mm.

Na vnějších okrajích spřažené železobetonové desky jsou kotveny římsy. Součástí říms jsou i kotevní bloky pro osazení stožárů bran trakčního vedení. Římsy jsou navrženy ve standardním tvaru s okapním nosem v lici a úpravou pro ukončení izolace na rubu. Výška říms na pohledové straně je vlevo i vpravo po délce mostu konstantní. Do říms budou kotveny sloupky PHS a zábradlí pomocí dodatečně vrtaných lepených kotev. Kotvení stožárů TV je realizováno prostřednictvím svorníkových košů osazených v kotevních blocích v římsách. Pro zamezení vzniku trhlin způsobených spolupůsobením se spřaženou železobetonovou deskou jsou římsy děleny příčnými dilatační spárami ve vzdálenost cca 5,0 až 6,0 m.



Obr. 4 – Pohled na NK



Obr. 5 – Betonáž říms

1.6 Ložiska, dilatační závěry

Pro uložení nosných konstrukcí mostů 1–9 na spodní stavbu jsou použita kalotová ložiska se zdvojenou dolní deskou odpovídající požadavkům ČSN EN 1337-1, ČSN EN 1337-2 a ČSN EN 1337-7 od výrobce Mageba CS s.r.o.

Mostní závěry FREYSSIMOD LW 200. Jedná se o závěry s jednoduchým těsněním spáry se dvěma krajovými ocelovými profily, mezi které je vložen elastomerový těsnící pás.

Pro daný objekt je provedeno překrytí elastomerovým krycím pásem pro zabránění vniknutí štěrku ze štěrkového lože do dilatační spáry.

1.7 Časový postup prací

V polovině roku 2020 bylo kompletně dokončeno založení a spodní stavba mostu. V souběhu jsme zahájili práce na nosné konstrukci a do konce roku zvládli navézt, osadit a zahájit svařování ocelové konstrukce. Do konce roku se podařilo sestavit a osadit posuvné bednění mostovky a zahájit betonáže. Od ledna 2021 pokračovali práce na betonážích mostovky, dále probíhalo svařování nosníků ocelové konstrukce mostu a následně jsme provedli podlití ložisek a demontáže podpěrných skruží. Od poloviny února se začal sestavovat římsový vozík a následovaly betonáže říms. Posledním krokem bylo provedení hydroizolačního souvrství a ochrana litým asfaltem. Do konce roku 2021 byl most dokončen. Na jaře roku 2022 jsme provedli dokončovací práce a terénní úpravy pod mostem.



Obr. 6 – Zatěžovací zkouška

2. SO 52–20–04 most v km 70,437

2.1 Úvod

Nejromantičtějším místem trasy je bezesporu úsek, ve kterém nová trať přechází údolí Habřího potoka. Ze zářezu mezi lesními celky Hluboká a Za strouhami přechází těleso tratě do násypu nad Habřím potokem, aby se vzápětí trať opět zařezala do strmější stráně před novou zastávkou Doubí u Tábora. Vlastní Habří potok překonává trať po přesypaném mostním objektu, s širokým a vzdušným otvorem.

Zpracovaný 3D model trasy naznačoval složitou konfiguraci železničního tělesa a představivost byla v úzkých i po vytýčení potřebných záborů území, kdy se nová vlastnická hranice podobala v lese spíš náhodnému labyrintu. V hantýrce stavby se používá pro tento most označení „Krmelec“.

Tento objekt slouží jako biokoridor. Díky pomoci Agentury pro ochranu přírody se nám podařilo přesvědčit investora a most kompletně přeprojektovat. Původní dvouklenba byla nahrazena dvourámem.

Druh nosné konstrukce	ŽB dvourám se středním pilířem
Rozpětí jednotlivých polí	16,0+16,0m
Stavební výška mostu	9,000m
Počet mostních otvorů	2
Délka přemostění (mezi líci opěr)	30,850m
Šířka mostu v ose mostu	48,600m

Most je proveden jako šikmá železobetonová konstrukce ve tvaru dvourámu se společným pilířem, který je vylehčený obdélníkovými otvory. Most je rozdělen 4 dilatačními spárami kolmými k ose mostu, které přecházejí ve svislých částech opěr a pilíře na spáry kolmé k povrchu. Spáry dělí most na 3 celky dvourámu a 2 vnější dílce křídel. Konstrukce je symetrická, celek V vznikne otočením celku I o 180°.

Šířka vnitřních dílců II, III a IV je 25,0m, 18,0m a 9,0m. Šířka dílce I a V je 9,0m u opěry.

2.2 Založení mostu

Založení je provedeno velkopřůměrovými pilotami průměru 1200, které jsou na výšku 50mm zapuštěny do základů. Piloty opěr jsou umístěny v jedné řadě ve vzdálenosti 1,7m na dílci I a V, 1,65m na dílci II, III a IV. Piloty pilíře jsou umístěny ve dvou řadách ve vzdálenosti 2,7m v příčném směru, 2,0m (celek III) nebo 2,1m (celek II a IV) v podélném. Piloty mají průměrnou délku 6,0m u opěr a 10,5m u pilíře, vrtány byly z vyrovnané plošiny na úrovni horního povrchu základu, tzn. hluché vrtání délky 1,6m.



Obr. 7 – Pilotové založení

2.3 Nosná konstrukce a spodní stavba

Celková šířka opěry je 66,0 m, pilíře 47,75 m. Šířky jsou měřeny ve směru spodní stavby. Horní příčel tvoří deska tloušťky 650 mm v poli, s náběhy na tloušťku 1350 mm u pilíře a 1200 mm u opěr. Deska má na horním povrchu minimální sklon 2 % ve směru od pilíře k opěrám. V pilíři je v podélném směru 7 otvorů o rozměrech 4,15 × 6,0 m v celku II a IV a rozměrech 4,393 × 6,0 m v celku III, které tvoří 8 vnitřních sloupů půdorysných rozměrů 2,4 × 1,8 m, 1,6 × 1,8 nebo 1,2 × 1,8 m. Křídla jsou seříznutá ve sklonu svahu. Na vnějším kraji příčle celku II a IV a křídlech je umístěna římsa výšky 800 mm, šířky 320 mm, na které je zábradlí ukotvené pomocí patních desek a kotev. Na příčli je římsa směrově přímá, výškově sleduje sklon příčle, a v navazujících úsecích křídel výškově klesá. Římsa je dělená do dilatačních celků délky cca 5,0 m. Základy opěr jsou vysoké 1550 mm, široké 2150 mm. Základy pilíře jsou vysoké 1550 mm, široké 4450 mm. Horní povrchy jsou oboustranně vyspádovány směrem od dříku ve sklonu 5 %.



Obr. 8 – Opěry, pilíře



Obr. 9 – Mostovka

2.4 Izolace

Izolace je provedena z penetračně adhezního nátěru + izolačního systému proti stékající vodě a zemní vlhkosti (o max. tloušťce 10 mm) celoplošně natavovaného na podklad + netkané textilie s výztužnou mřížkou o hmotnosti dle SVI (Geotextilie 500). Na rubu opěr a křídel po celé výšce, po celé šířce podkladní desky a na lících opěr a pilíře v místech pracovní spáry mezi základem a stěnou, resp. pilířem, je izolační systém zatažen přes pracovní spáru



Obr. 10 – Terénní úpravy



Obr. 11 – Terénní úpravy, pohled shora

s přesahem 650 mm. Po celé výšce opěry a křídel je navíc mezi izolační systém a netkanou geotextilií umístěna vrstva extrudovaného polystyrenu o tl. 50 mm. Izolace NK je provedená z penetračně adhezního nátěru, izolačního systému proti stékající vodě, separační PE folie a ochrany izolace z betonu C30/37 tl. 50 mm vyztuženého kari sítí. V místě říms bude izolační systém ukončen pod ozubem římsy.

Ing. Petr Hanzal

Metrostav a.s.

Petr.Hanzal@metrostav.cz



*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, V1 vazba*
- ❖ *kompletace projektové dokumentace*
- ❖ *laminace do A3, vrtání papíru, strojní řezání papíru*
- ❖ *kroužkové a pevné vazby, bigování, strojní šití*
- ❖ *zadávání tisku přes internet*

Nově možnost tisku na produkčním stroji:

- ❖ *tisk hlavičkových papírů, pozvánek, brožur V1*
- ❖ *tisk do velikosti 320x450 mm SRA3*
- ❖ *oboustranný tisk do 300g*

online zadávání zakázek na
reprografie.sudop.cz



www.sudop.cz/cs/sluzby/reprografie

Rekonstrukce mostu u PARAMA, železniční most a lávka v km 90,901 trati Medlešice–Pardubice Rosice

Ing. Pavel Hrdina, Chládek a Tintěra, Pardubice a.s.

1. Úvod

V r. 2021 byl uveden do provozu nově zrekonstruovaný most, který je součástí stavby „Modernizace železničního uzlu Pardubice“. Objekt SO 06-34-01, Železniční most v ev. km 90,901 převádí jednokolejnou železniční trať Pardubice Rosice n. L.–Havlíčkův Brod přes koridorovou trať Praha–Česká Třebová a vlečkovou kolej do areálu PARAMO.

Velkou výzvou pro zhotovitele byla realizace stavby ve stísněných podmínkách, kde převáděná železniční trať je vedena na vysokém násypovém tělese souběžně se silnicí I. třídy I/37 po jedné straně a v těsné blízkosti výrobního areálu Paramo na straně druhé. Proto se zhotovitel rozhodl neprovádět sestavení ocelové konstrukce mostu v místě stavby, ale na vzdálenějším pracovišti a následně provést přesun nové ocelové konstrukce mostu po kolejích z montážní plochy na předpolí mostu. Pro finální osazení konstrukce zvolil podélný výsun přes železniční trať a spuštění konstrukce na ložiska.

2. Popis mostu

Rekonstrukce zahrnovala kompletní výměnu stávající nosné konstrukce z dvojice plnostěnných nosníků s dolní prvkovou mostovkou, která byla ve špatném stavebně technickém stavu a s nevyhovujícím šířkovým a výškovým uspořádáním. Železniční most z roku 1960 byl podrobnou prohlídkou v roce 2013 hodnocen stupněm K3 S2 a přepočtem z roku 2011 byla stanovena zatížitelnost nosné konstrukce 0,72. Spodní stavba mostu navíc zmenšovala volný prostor pod mostem oproti sousední stavbě silničního mostu.

Pro minimalizaci zdvihu nivelety koleje byla navržena nová konstrukce se stlačenou stavební výškou s přímým upevněním kolejnic na ocelové mostovce. Nová nosná konstrukce mostu je navržena jako trámová ocelová konstrukce o jednom prostém poli rozpětí 44,16m

se dvěma příhradovými nosníky bezsvislicové soustavy a dolní ortotropní mostovkou s přímým upevněním koleje. Mostovka je navržena jako ortotropní s příčnými výztuhami (příčníky) tvaru obráceného T a s podélnými výztuhami. Na levé straně mostu je umístěna konstrukce lávky pro pěší, která je integrální součástí konstrukce

Nová železobetonová spodní stavba je navržena stěnami z převrtávaných velkopřůměrových pilot profilu 1200 mm s pohledovou lícovou obetonávkou ze samozhutnitelného betonu. Na pilotách je nasazena železobetonová deska se stěnami křídel a závěrných zídek tvořící vlastní tělo opěry včetně úložných prahů.

Délka přemostění:	41,00 m
Délka mostu:	62,80 m
Délka nosné konstrukce:	44,86 m
Rozpětí nosné konstrukce:	44,160 m
Šířka mostu:	8,74 m
Výška mostu:	7,87 m
Stavební výška:	0,91 m

3. Postup a technologie výstavby

3.1. Demontáž stávající ocelové konstrukce mostu

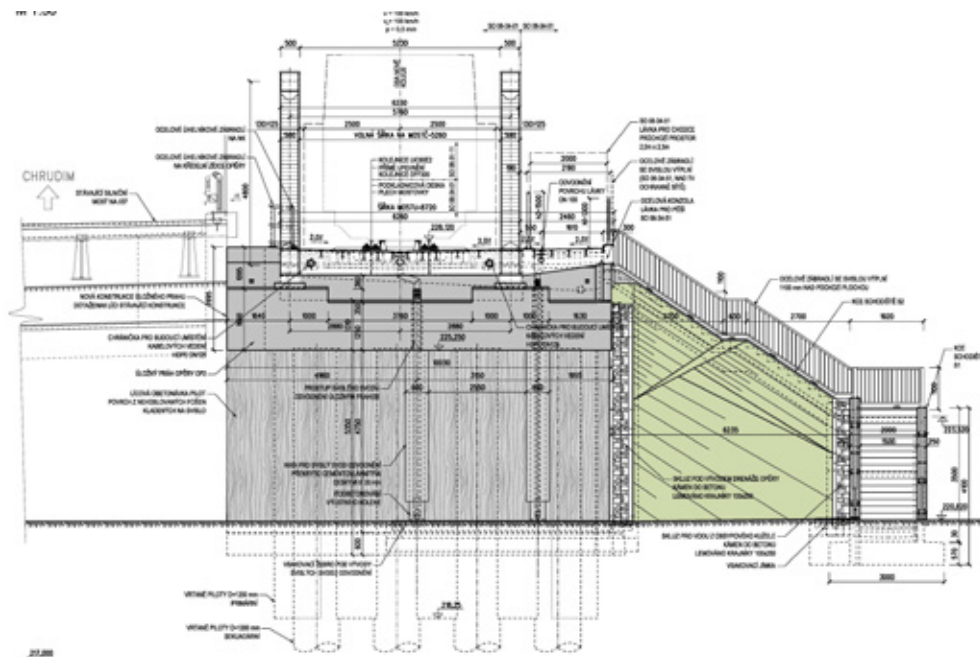
Vzhledem ke stísněným poměrům a okolní zástavbě, se zhotovitel rozhodl pro použití menšího jeřábu LTM 1350 s nižšími požadavky na šířku patkování a tím i nižší nosností. Pro snížení hmotnosti demontovaných dílců proto bylo v polovině rozpětí zřízeno provizorní podepření staré nosné konstrukce pomocí pilíře PIŽMO, díky němuž bylo možné mostní konstrukci rozdělit na menší lépe manipulovatelné dílce. V noční výluce bylo provedeno rozpálení a postupné snesení jednotlivých částí na přilehlé vlečkové koleje, jež sloužily jako dočasná plocha pro další rozdělení konstrukce mostu na menší přepravitelné díly. Stávající konstrukce měla délku 24,6 m a celkovou hmotnost 72 t.



Obr. 1 – demontáž stávající NOK

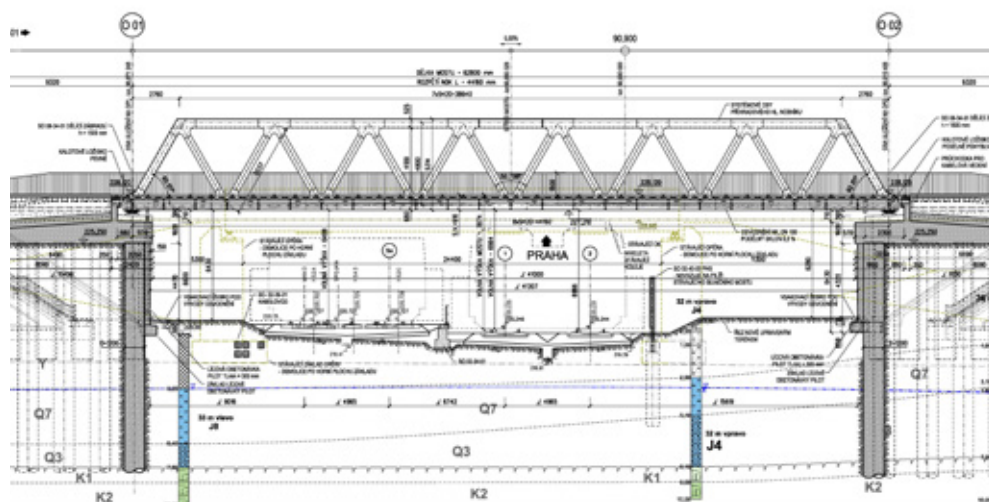
3.2. Výroba a montáž nosné ocelové konstrukce

Vlastní dílenská výroba výrobě ocelové konstrukce probíhala v mostárně CH&T v Zábřohu nad Labem. Vzhledem k napjatému harmonogramu prací byla část nosné konstrukce vyráběna také v mostárně Metrostav a.s. Zhotovitel oproti DSPS navrhl úpravu technologie výroby a montáže v podobě rozdělení mostovky, kde byl zredukován počet montážních spojů z 12 na 6 (rozdělení mostovky v podélné v ose a v třetinách). Po dokončení dílenských přejímek v černém stavu byl zahájen transport jednotlivých dílců k sestavení na montážní základně v areálu letiště Pardubice, kde byla konstrukce osazena na podpěrnou konstrukci umístěnou nad kolejovou vlečkou. Neoddělitelnou součástí NOK je jednostranná lávka pro pěší, která byla se shodnou úrovní mostovky podélně přivařena ke stěně dolního pásu příhradového nosníku. Lávka velmi znatelně zvětšila šíři NOK o 2,5 m a při hmotnosti 37 t vyvolala nutnost provést rektifikaci těžiště mostu v příčném směru o téměř 370 mm oproti ose koleje. Toto muselo být v průběhu budoucího přesunu zohledněno, a proto byla konstrukce sestavována již v poloze, kdy se osa těžiště NOK shodovala s osou výsuvné koleje. Po dokončení montáže a svaření byla NOK podepřena v místě uložení a geodeticky se zaměřil průběh deformací od vlastní tíhy mostu. Po vyhodnocení zaměření se provedlo přesné opracování podkladnicových desek pro přímé upevnění koleje Vossloh DFF 300 a nadložiskových desek. Po dokončení montáže a svaření NOK, byla zahájena protikoroziní ochrana konstrukce ve skladbě kombinovaného nátěrového systému ŽSP+ ONS 03 (S4.13), RAL 7016. Jako pochozí vrstva lávky je navržena ze systému vodotěsné izolace Bridgmaster.



Obr. 2 – příčný řez

Rekonstrukce mostu u PARAMA, železniční most a lávka v km 90,901 trati
Medlešice–Pardubice Rosice



Obr. 3 – podélný řez



Obr. 4 – Spodní stavba z velkopřůměrových pilot

3.3. Manipulační prostředek pro přesun konstrukce

Jak bylo zmíněno v úvodu, důležitou součástí technologie výstavby, bylo provedení přesunu a výsunu OK přes I. traťový koridor. Vzhledem k poměrně velké šířce i výšce ocelové konstrukce to nebyl pro zhotovitele jednoduchý úkol. K omezením v místě stavby danými blízkostí frekventované silnice I/37 a areálu závodu Paramo přibýlo další omezení dané nízkou podjezdnou výškou silničního mostu na I/2, který zvolenou trať pro výsun překračuje. Zhotovitelský tým se proto rozhodl vyvinout a vyrobit speciální manipulační prostředek na přesun konstrukce po kolejích s velmi nízkou konstrukční výškou.

Vzdálenost, kterou bylo nutné překonat byla 1400 m. Při návrhu prostředků pro přesun bylo nutné zohlednit místní územní podmínky, jelikož na trase bylo mnoho překážek v podobě výhybek, zábradlí propustků pod tratí, nástupiště zastávky Pardubice – závodíště, a hlavně nízké podjízdové výšky silničního mostu na I/2, kde musela být navíc dočasně snížena niveleta koleje o 100 mm. Na tyto překážky se navrhl speciální 16ti nápravový manipulační prostředek s nízkou konstrukční výškou 800 mm nad temenem kolejnice a zároveň s možností průjezdu oblouku a vysokou ložnou hmotností až 300 t. Manipulační prostředek se skládá ze čtyř propojených 4nápravových vozíků a je navrhnutý do obdoby hlubinného vozu. Další součástí konstrukce je nosný rám v podobě vyztužených příčných a podélných nosníků HEB 340 s hlubinou úpravou a nárazník pro připojení při sunutí lokomotivou. Pro zajištění plynulého průjezdu obloukem je styk podvozku a rámu opatřen třecí deskou z teflonu, která zajišťuje natočení a eliminuje nežádoucí pevné spojení nebo případné rázové zablokování.



Obr. 5 – sestavení NOK na montážní plošině v areálu letiště Pardubice



Obr. 6 – Manipulační prostředky (MPR) s roznášecím rámem

3.4. Přesun nosné ocelové konstrukce

Příprava na přesun byla zahájena 2.10.2021 a byla rozdělena do několika fází. První z nich bylo zavezení manipulačního prostředku pod svařenou ocelovou konstrukci, která se následně spustila na jeho roznášecí rám za pomoci hydraulických lisů. Uložení nosné ocelové konstrukce na rámu bylo doplněno elastomerovým blokem. Důležitou roli pro přesun hrála shoda těžišťové osy NOK a osy kolejí. Výpočtním modelem byla tato hodnota stanovena na odsazení osy 369 mm, avšak po následném upřesňujícím tenzometrickém měření rozložení hmotnosti in-situ byla posunuta na hodnotu 410 mm. Po provedení příslušných bezpečnostních opatření byl zahájen přesun NOK, který byl sledován nejen pracovníky zhotovitele, ale díky blízkosti frekventované komunikace také širokou veřejností. Konstrukce byla sunuta za pomoci lokomotivy s ochranným vozem se stanovenou rychlostí přesunu 3 km/h. Během přesunu byla stále monitorována rychlost větru, jež by mohl konstrukci širokou 8740 mm při úzkém uložení na koleji o rozchodu 1 435 mm nebezpečně rozkolébat. Během přesunu nenastala žádná komplikace, zhotovitel využil místní znalosti a dobře se připravil na překážky podél kolejí. NOK se podařilo bezpečně přesunout a zajistit na předpolí mostu, kde mohla začít další fáze, a to spuštění NOK na výsuvnou dráhu.



Obr. 7 – přesun NOK



Obr. 8 – NOK pod silničním mostem

3.5. Podélný výsun NK

Po úspěšném přesunu mostu mohla začít další fáze výstavby v podobě podélného výsunu přes železniční trať. Ten byl rozdělen na výsun NOK v předpolí a následně v poli, jež probíhal v noci za plné výluky provozu na železničním koridoru. Prvním krokem bylo spuštění mostní konstrukce z manipulačních prostředků na výsuvnou dráhu z profilu HEB 300, která byla na předpolí v celé délce podložena panely. Pro posun byla pod každý styčník dolní pásnice příhradového nosníku mostu osazena válečková rolna o únosnosti 650 kN, jež byla spojena s dolním pasem. Celkem bylo osazeno 28 roln. Samostatný posun NOK byl prováděn hydraulickým tlačným zařízením, které bylo umístěno v zadní části mostu a při posunu se zapíralo o výsuvnou dráhu. Byla použita dvojice pístů se synchronizací, délka posunu o jeden takt byla 400 mm. Přibližně uprostřed rozpětí mostu v místě volného pole byla výsuvná dráha podepřena na konstrukci PIŽMO a podélných nosnicích IPE 500. Po zahájení noční výluky dne 16.10. 2021 byl proveden úspěšný výsun NOK do polohy uložení. V následující výluce byla provedena demontáž výsuvné dráhy a podskružení. NOK pak byla společně s ložisky spuštěna do definitivní polohy. Tímto byla ukončena poslední a rozhodující fáze.



Obr. 9 – podélný výsun NOK



Obr. 10 – hydraulické tlačné zařízení

4. Zatěžovací zkouška

Další využití manipulačních prostředků v rámci této stavby bylo pro statickou zatěžovací zkoušku, kde se jako balast použila rovnánina ze silničních panelů ($3 \times 1 \times 0,21$ m). Na každý 4nápravový vozík bylo naskládáno 34 ks panelů o celkové hmotnosti 57,8 t. Pro zatěžovací zkoušku byla použita kombinace celkem 4 vozíků. Výhodou oproti běžně používanému zatěžovacímu břemenu (EDK 750, sypací vůz, lokomotiva atd.) je krátká vzdálenost sousedních náprav o jednotné rozteči 920 mm, snadná montáž, mobilizace a vysoká účinnost zatížení při tomto rozmístění náprav.

Provedena statická zatěžovací zkouška potvrdila předpokládané výsledky výpočtu deformace NOK od zkušebního břemene. Po dokončení hlavní mostní prohlídky byl železniční most dne 17.12.2021 uveden do provozu.



Obr. 11 – MPR a silniční panely jako balast pro zatěžovací zkoušku

*Rekonstrukce mostu u PARAMA, železniční most a lávka v km 90,901 trati
Medlešice–Pardubice Rosice*



Obr. 12 – provedení statické zatěžovací zkoušky

Hlavní účastníci přípravy a realizace mostu:

Investor:	Správa železnic s.o., Stavební správa Východ
Projektant :	SUDOP PRAHA a.s.
Hlavní inženýr projektu:	Ing. Daniel Filip, SUDOP PRAHA a.s.
Odpovědný projektant SO:	Ing. Jiří Jirásko, SUDOP PRAHA a.s.
Zhotovitel mostu, přesun a výsun:	Chládek a Tintěra, Pardubice a.s., divize D12
Výroba a montáž ocelové konstrukce:	Chládek a Tintěra, Pardubice a.s., mostárna Záboří nad Labem, Metrostav a.s. Divize 3
Projektová dokumentace přepravy a výsunu OK:	Ing. J. Bursa, Ing. O. Jetmar, MDS PROJEKT

Ing. Pavel Hrdina

Chládek a Tintěra, Pardubice a.s.

Tel.: 602 481 776

Email: pavel.hrdina@cht-pce.cz

Hannover HFB, rekonstrukce nástupiště a zkušenosti z BIM projektu a realizace

Ing. Vladimír Vančík, CSc., VIN Consult s.r.o.

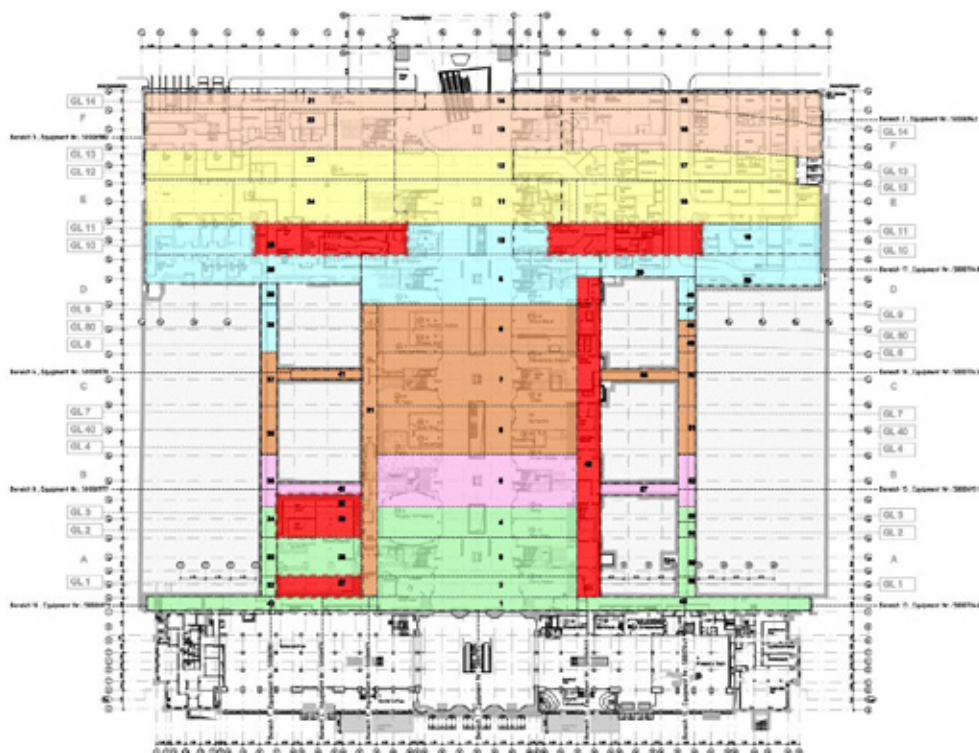
1 Úvod

Hlavní nádraží Hannover je jedním z nejstarších a největších dopravních uzlů Německa. Nádraží bylo od roku 1870 trvale rozšiřováno a přestavováno, s hledem na dvě světové války a výstavu Expo 2000 však nedošlo nikdy ke koncepční přestavbě. V důsledku této skutečnosti je stavební uspořádání dopravního uzlu, sestávající z 59 inženýrských objektů nejrůznějšího stáří a typu, velmi heterogenní.

Nádražím denně projíždí téměř 700 vlaků, k dispozici je 6 nástupišť a 14 kolejí. Projekt přestavby dopravního uzlu Hannover Hbf spočívá v modernizaci nástupišť, mostních objektů a přístupů z důvodu zjevných únavových poruch. Koncepce záměru byly přijata v roce 2018 a projektem Rekonstrukce nástupiště A byla realizace zahájena první z řady, postupně budou modernizována všechna nástupiště.

Nástupiště A je situováno na jižním okraji nádraží vedle výpravní budovy a obsluhuje koleje č. 1 a 2. V rámci projektu je navržena úplná rekonstrukce objektu úschovny zavazadel a souvisejících mostních objektů 27, 28, 29, navazující objekty 31 až 34 byly rekonstruovány částečně. Kromě toho byla navržena obnova izolace a svršku mostních objektů 1 až 4, 42, 43, 45 a 54 až 56 a úplná výměna konstrukce staničního přístřešku délky 220 m.

Projekt byl již od přípravné dokumentace zpracováván jako BIM Projekt a jedná se o jeden z pilotních BIM projektů investora Deutsche Bahn AG. Do úrovně dokumentace pro stavební povolení (Entwurfsplanung/Genehmigungsplanung) zpracovávala dokumentaci společnost DB Engineering & Consulting, prováděcí dokumentaci zajišťovalo sdružení DB E+C a Inros Lackner SE (inženýrské objekty). Naše společnost přitom zpracovávala objekty novostavby (úschovna zavazadel a staniční přístřešek), projekty úpravy svršku zajišťovala naše sesterská společnost IL Berlin. Všechny zbývající profese byly nadále projektovány firmou DB E+C.



Obr. 1 – Přehledný půdorys mostních objektů

2 Úschovna zavazadel a související mostní objekty

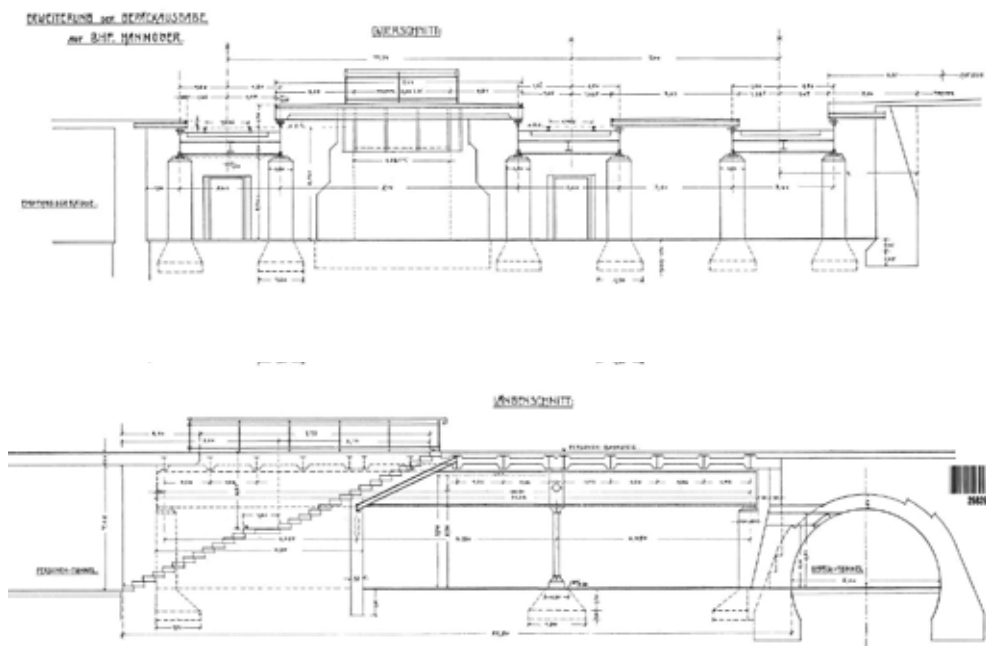
2.1 Původní stav

Úschovna zavazadel je situována pod mostními objekty 27, 28 a 29. Mosty byly realizovány v roce 1914 a v roce 1972 v souvislosti s rozšířením nástupiště A částečně upraveny.

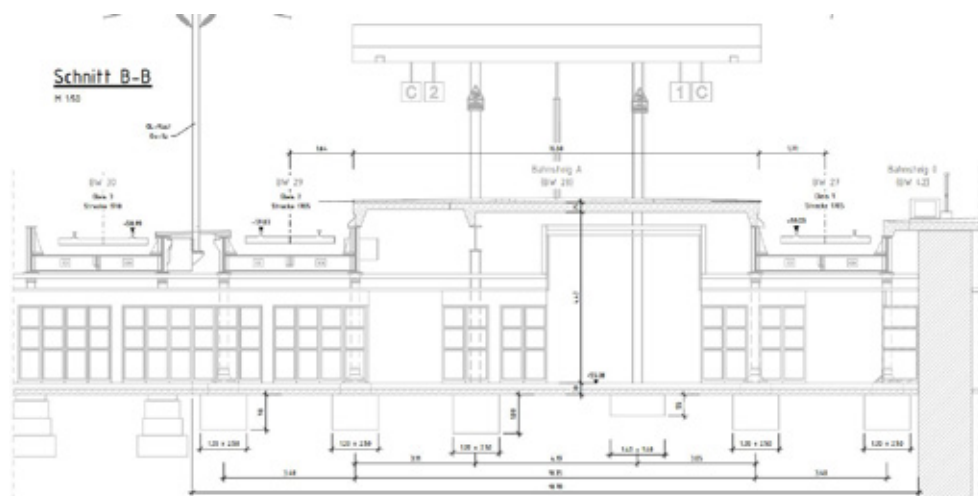
Kolejové mosty 27 a 29 byly navrženy jako ocelové třípolové konstrukce z nýtovaných nosníků, nástupištní most 28 byl navržen jako konstrukce ze zabetonovaných nosníků (WiB), příčně pnutá do krajních nosníků kolejových mostů.

V roce 1972 bylo zrušeno zavazadlové nástupiště mezi objekty 29 a 30 rozšířeno nástupiště A. Mostní objekt BW29 byl posunut a příčně pnutý nástupištní most BW28 byl podchycen ocelovým podélníkem. Konstrukce rozšíření nástupiště byla navržena z betonových prefabrikátů. Přístupové schodiště z roku 1914 bylo v roce 1972 uzavřeno, jelikož neleží v ose rozšířeného nástupiště.

Na západní straně navazují mosty únikového tunelu BW32 až 34, na východní straně objekt zavazadlového tunelu BW31. Mosty únikového tunelu ze zabetonovaných nosníků byly realizovány v roce 1914, železobetonový rám BW31 v roce 1972.



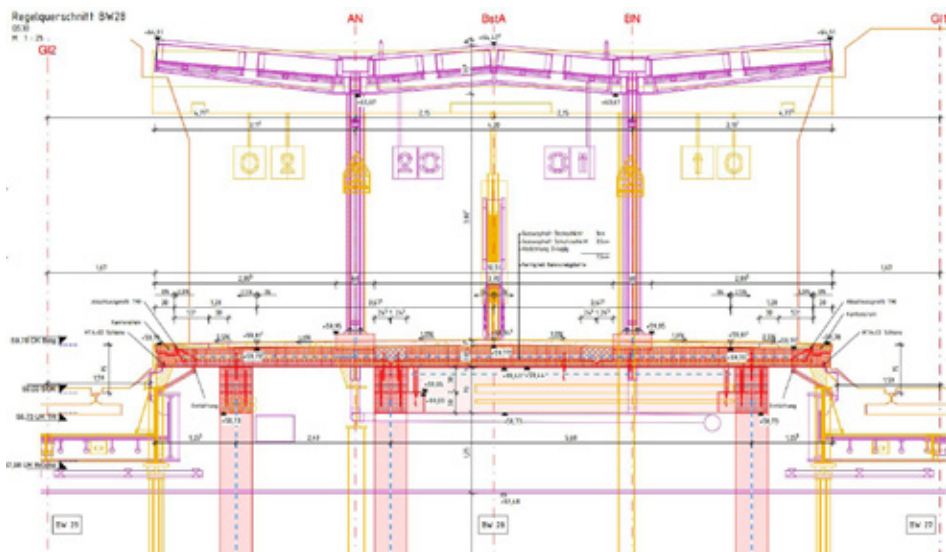
Obr. 2 – Mostní objekty úschovny zavazadel v roce 1914



Obr. 3 – Příčný řez objekty úschovny zavazadel z roku 1972 se staničním přístřeškem

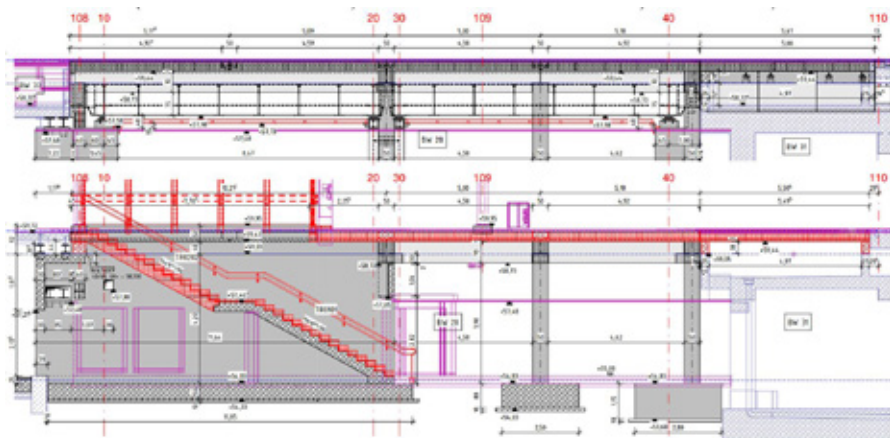
2.2 Nový návrh

V rámci přestavby bylo koncepční řešení mostních objektů upraveno. Ocelové kolejové mosty jsou nově navrženy jako dvupolové, konstrukce nástupištního mostu není nově uložena na nosníky mostů kolejových, ale podepřena vlastním nosníkovým roštem se samostatnými základy. Jednotlivé mostní objekty jsou takto na sobě nezávislé.



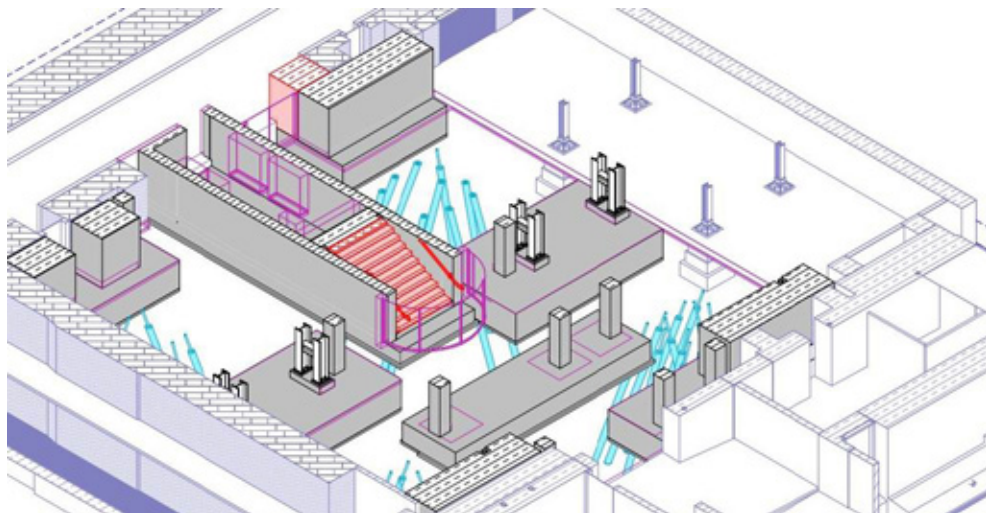
Obr. 4 – Vzorový řez mostem BW28

Kolejové mosty BW27 a 29 jsou navrženy jako konstrukčně shodné dvupolové objekty. Nosná ocelová konstrukce ze dvou plnostěnných nosníků se spodní mostovkou je uložena na krajních betonových opěrách a středním ocelovým rámovým pilíři.



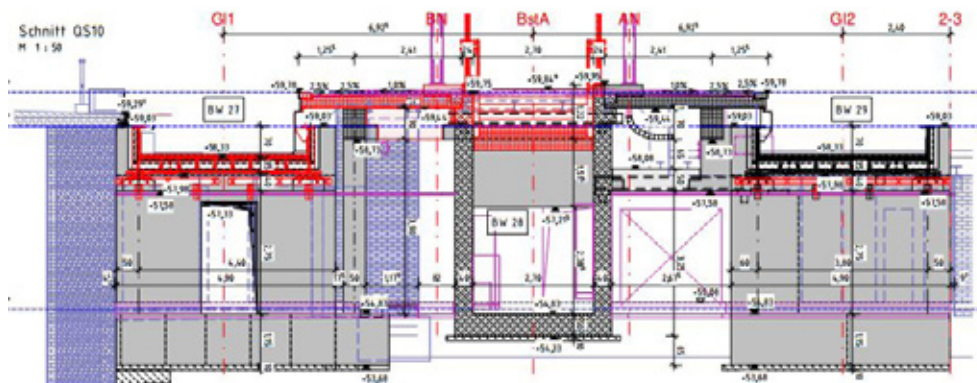
Obr. 5 – Podélný řez kolejovým a nástupištním mostem se schodištěm

Konstrukčně i dispozičně složitější je nástupištní most BW28, který je navržen jako železobetonová deska na betonovém trámovém roštu, který je uložen na betonových pilířích a/nebo stěnách nového přístupového schodiště. Konstrukce je s hledem na rychlost výstavby navržena s maximálním využitím prefabrikace, monolitické jsou pouze základy a stěny schodiště. Nástupištní prefabrikáty jsou navrženy s konstrukční úpravou kraje konzoly, umožňující osazení i výměnu prefabrikované nástupištní hrany.



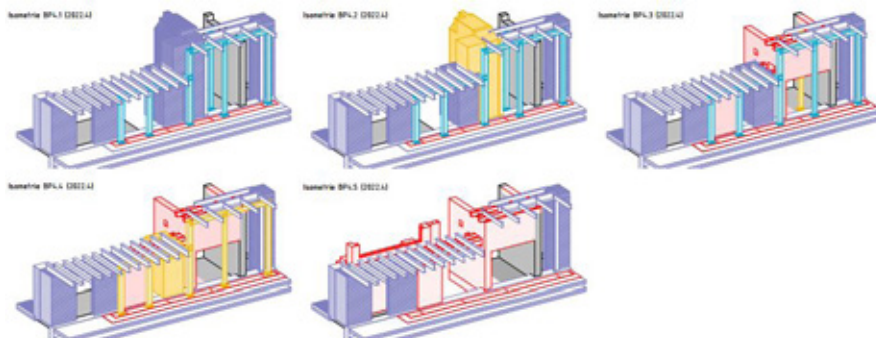
Obr. 6 – Uspořádání spodní stavby objektů BW27, 28, 29

Hlavním problémem návrhu nástupištního mostu byla kolize polohy stávajícího schodiště se schodištěm novým, na jehož obvodovou stěnu přímo navazuje nový dveřní otvor. V důsledku tohoto uspořádání dochází v průběhu demolice stávajícího schodiště ke ztrátě podepření navazujících mostů BW33-34, které musejí být provizorně podchyceny. Tato skutečnost nebyla v úrovni předchozího stupně PD zohledněna a příslušné úpravy návrhu musely být zohledněny v prováděcí dokumentaci, resp. probíhající výstavby.



Obr. 7 - Příčný řez mostními objekty v místě přístupového schodiště

Hlavním úkolem fáze 4 bylo dokončení přístupového schodiště a nutnost podchycení stávajících objektů BW33 a 34. Podchycení obou objektů muselo být navrženo ve stavebním i konečném stavu a demolice i novostavba byly rozděleny do pěti dílčích kroků.



Obr. 9 – Postup výstavby podchycení objektů BW33, 34

Stavební fáze 5 Výluka koleje č. 2 06.07.–26.07.2023

- Demolice provizorního nástupiště, dokončení montáže nosníkového roštu u koleje č. 1, montáž nástupištích prefabrikátů BW28 včetně vozovky a sloupů přístřešku.
- Demolice nástupiště BW31 a kompletní realizace nového nástupiště.
- Demontáž provizoria, montáž středního pilíře a obou kolejových mostů BW29.

Stavební fáze 6 Výluka koleje č. 1 27.07.–17.08.2023

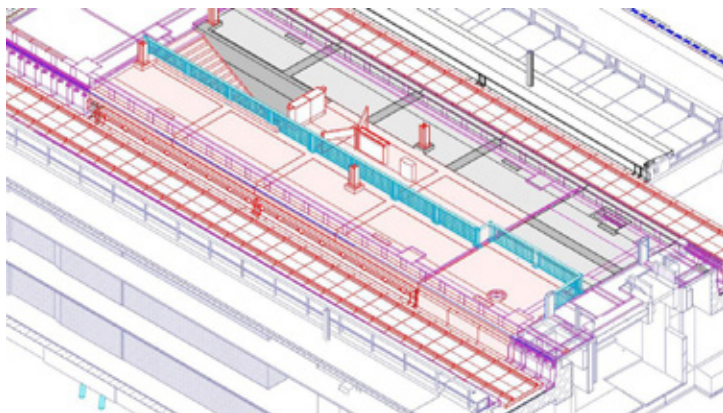
- Demolice provizorního nástupiště, montáž prefabrikátů BW28 včetně vozovky, montáž schodišťových prefabrikátů, kompletní dokončení konstrukce přístřešku.
- Demolice severního nástupiště BW31 a kompletní realizace nového nástupiště.
- Demontáž provizoria, montáž středního pilíře a obou kolejových mostů BW27.

Objem prací ve fázích 4 a 5 je extrémně zhuštěný, za dobu tří týdnů bude nutno demonstrovat provizoria kolejových i nástupištích mostů a realizovat konstrukce nové, včetně kolejového svršku a chodníkové skladby nástupiště, stejně jako dokončení nástupištního přístřešku.

Kritický bod činí v daných relacích výměna nástupištní mostovky u objektu BW31, kde je nutno nejdříve stávající konstrukci vybourat, upravit úložné prahy a namontovat konstrukci novou. K tomu ještě přibývá nutnost zachování přístupu pro cestující ze schodiště nákupního centra, který byl v koncepčním návrhu ve fázi 6 uzavřen. Toto opatření však nebylo schváleno managementem investora a proto bylo nutno rozhraní stavebních fází na objektu BW31 upravit tak, aby přístup na nástupiště byl v obou fázích 5 a 6 zachován.

Stavební fáze 7 Bez výluky 09/2023–12/2024

- Demolice pomocných konstrukcí, dokončovací práce pod objekty i na nástupišti.

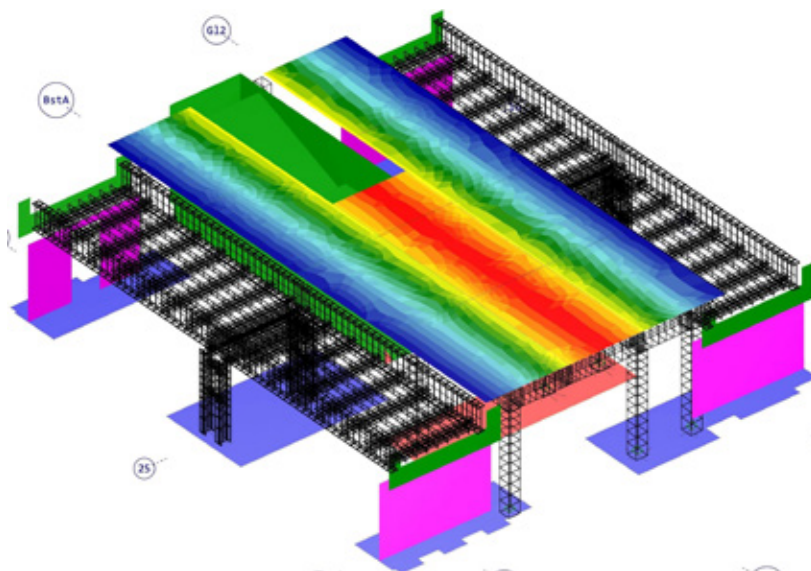


Obr. 10 – Uspořádání nástupiště BW28 a BW31 ve stavební fázi 6

4 Statický výpočet

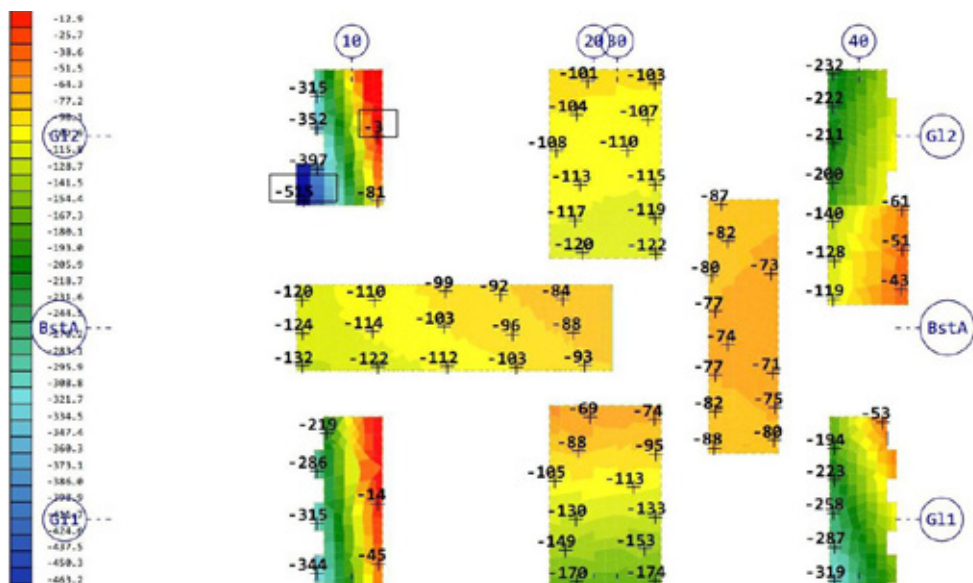
Statický výpočet byl s ohledem na komplikované uspořádání proveden na několika globálních i lokálních modelech.

- | | |
|--|--|
| • Globální model GC | Sofistik, 3D FEM, všechny objekty |
| • Model postupu výstavby BW28 | Sofistik, 3D FEM konstrukce nástupiště |
| • Lokální model základů | RIB FUNDA |
| • Lokální model opěr | RIB LIMES |
| • Posouzení obvodové stěny výpravní budovy | RIB LIMES |
| • Výpočet ocelových mostů | Sofistik, 3D FEM, stěnodeskový model |



Obr. 11 – Globální model objektů BW27, 28, 29

Globální 3D výpočet byl zpracován především za účelem podrobného vyšetření namáhání konstrukcí spodní stavby. Problematické je v daném kontextu namáhání základů opěr a zajištění jejich stability pro namáhání brzdými silami. S ohledem na vestavbu objektů mezi navazující objekty nebylo možné navrhnout dostatečnou šířku základů, proto byly navrženy lokální základové ústupky, které byly zapuštěny mezi základy navazujících objektů.



Obr. 12 – Namáhání základové spáry od zatížení brzdými silami

Model postupu výstavby zachycoval postupnou montáž nosné konstrukce nosníků a nástupištní desky BW28 a vliv teplotních účinků na její napjatost.

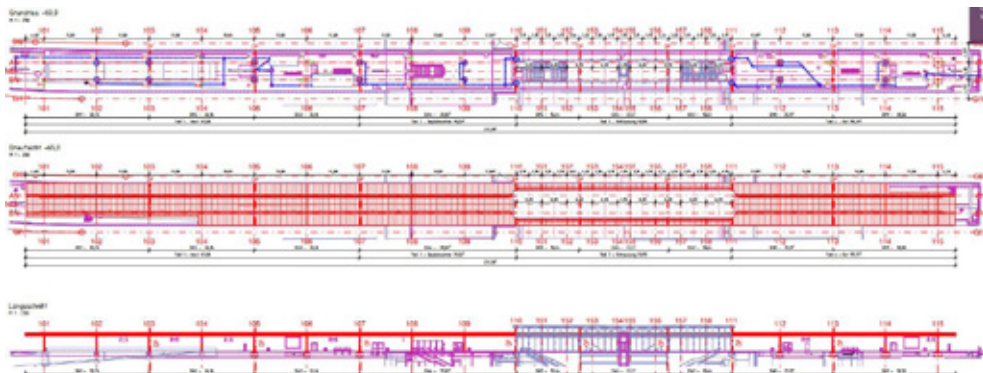
Lokální modely základů a opěr sloužily k ověření výsledků rozsáhlých globálních modelů.

Stěnodeskový model ocelových mostních konstrukcí byl vytvořen především pro lokální posouzení únavových detailů.

5 Staniční přístřešek

Staniční přístřešek celkové délky cca 230m je rozdělen na devět dilatačních celků. Ocelová nosná konstrukce je navržena jako samostatně stojící, resp. zavěšená na stávající OK galerie nákupního centra.

Podrobnější popis konstrukce přístřešku přesahuje rozsah tohoto příspěvku.



Obr. 13 – Staniční přístřešek

6 Zkušenosti BIM projektu

Kompletní zpracování projektové dokumentace probíhalo technologií BIM v software Revit, který byl vyžadován investorem Deutsche Bahn AG. Zpracování PD nebylo požadováno online v cloudovém prostředí, všechny profese však musely sdílet své modely v systému Vault pro potřeby všech účastníků projektu. Pro účely koordinace projektu jsou modely Revitu sdíleny v systému Navisworks.

Řízení projektů je organizováno prostřednictvím MS TEAMS, pravidelné kontrolní dny všech účastníků se konají každý týden, samostatná technická jednání nebo konzultace dle potřeby. Kontrola a distribuce výkresové dokumentace probíhá v systému Eplass, který je rovněž vyžadován investorem Deutsche Bahn AG.

Všeobecně lze zkušenost BIM projektu hodnotit velmi pozitivně, klasickým způsobem by nebylo možné takto komplikovaný projekt v reálném čase vůbec zkoordinovat. Na druhou stranu nelze pominout nutnost zpracování klasické výkresové dokumentace, která je pro potřeby realizace stavby stále nezbytná. Pokusy nahradit tuto dokumentaci pouhým modelem skončily vesměs neúspěšně, m.j. byla na základě výkresové dokumentace v řadě případů konstatována nedostatečná přesnost vytvořených modelů.

7 Závěr

Mimořádně komplikovaný projekt rekonstrukce nástupiště A v Hannoveru prozatím postupuje podle časového harmonogramu, i když ne ve všech stavebních profesích. Velký problém představují trvale neúplné informace o stávajících konstrukcích, dokumentace skutečného provedení často neexistuje nebo neodpovídá skutečnosti. Rovněž stavební stav některých objektů neumožňuje jejich ponechání v konstrukci, což dále komplikuje celkovou koordinaci i časový harmonogram stavby.

Vybraný zhotovitel stavby společnost Albert Fischer prozatím odvádí perfektní práci, přesto bude nutno vyjednat dodatečné výluky především pro montáž staničního přístřešku, jehož výrobu se nepodařilo včas zajistit. Dle vyjádření investora představuje tato skutečnost

vážný problém, jelikož nové výluky ve stanici Hannover Hbf ovlivňují časové plány železnice v celém severním Německu.

Rozhodujícím milníkem stavby jsou nyní letní výluky v roce 2023, kdy mají být ve stavebních fázích 5 a 6 kompletně dokončeny konstrukce nástupiště v prostoru úschovny zavazadel. Pokud budou potřebné práce realizovány, nic již nebrání dokončení projektu ve stanoveném termínu.

Hlavní účastníci výstavby:

Investor:	DB Station&Service AG
Zastoupený:	DB S&S AG, Erneuerung Vst Hannover Hbf
Projekt stavby:	ARGE Hannover Hbf Bahnsteig A (DB E+C GmbH a Inros Lackner SE)
Projekt mostů „Gepäckcenter“:	VIN Consult s.r.o.
Zhotovitel stavby:	Albert Fischer GmbH
Zhotovitel OK mostů BW27, 29:	Züblin Stahlbau GmbH

Ing. Vladimír Vančík, CSc.

VIN Consult s.r.o.

Tel. +420 603454668

E-Mail: vladimir.vancik@vinconsult.cz

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

Rekonstrukce železničního mostu přes ulici Jana Palacha v Pardubicích

Ing. Pavel Jiříček, Ph.D., Ing. Vít Prášek, SUDOP PRAHA a.s.

Anotace

Příspěvek se věnuje komplexní rekonstrukci původního železničního mostu převádějícího 1. a 3. tranzitní koridor na východním zhlaví ŽST Pardubice hl.n. přes místní komunikaci, ulici Jana Palacha, v rámci akce Modernizace železničního uzlu Pardubice. Jedná se o dva mosty a kabelovou lávku, železobetonový most s mostovkou s tuhou výztuží tvořenou svařovanými nosníky, most s trémovou ocelovou konstrukcí s dolní ortotropní mostovkou a kabelovou lávku tvořenou dvojicí svařovaných plnostěnných nosníků. Návrh řeší problematiku nízké stavební výšky s ohledem na dynamickou odezvu konstrukce, umístění konstrukce v místě původního mostu s významnou dopravní intenzitou na převáděné i překonávané dopravní cestě.

1. Úvod

1.1 Popis území



Obr. 1 – Řešené území

Komunikace Jana Palacha se nachází v centru Pardubic, za mostem směrem do centra se z ní stává komunikace 17. listopadu. Komunikace kříží mimoúrovňově železniční koridor a hned vedle komunikaci Hlaváčova. Komunikace Jana Palacha se nachází v zářezu a vzhledem k relativně vysoké hladině podzemní vody je komunikace chráněna ochrannou konstrukcí proti podzemní vodě celkové délky cca 120 m a světlou výškou pod mostem 3,93 m. I přes výše zmíněné je pod mostem

vedena trolejbusová trať vedoucí do vozovny, podjezdná výška je tím snížena na 3,3 m. Ochranná konstrukce je tvořena železobetonovou izolovanou vanou tvaru U a její součástí jsou dvě čerpací stanice.

1.2 Původní stav

V původním stavu se nacházel 4-kolejný železniční most, který nevyhovoval novému kolejovému uspořádání ani svým stavebním stavem (zatížitelnost ZLM71 = 0,75). Průzkumem byla potvrzena přítomnost alkalicko-křemičité reakce kameniva v betonu. Spodní stavba mostu byla tvořena ochranou konstrukcí proti podzemní vodě.



Obr. 2 – Původní stav

1.3 Okrajové podmínky

Nové kolejové řešení ke čtyřem původním kolejím přidává jednu novou kolej. Nová kolej je od stávajících odsazena zhruba o úroveň šířky nástupiště, které se má výhledově nacházet před mostem. Pro zajištění provozu na koridoru je nutné v tomto místě zachovat provoz na dvou kolejích. Vzhledem k vysoké hladině podzemní vody bylo nutné během výkopových prací uvažovat s čerpáním spodní vody. V blízkém okolí mostu se nachází značné množství inženýrských sítí, které bylo nutné vymístit, nebo vhodně ochránit. Stavební postupy byly voleny s minimalizací omezení provozu v podjezdu i na trati. Stavbou nových konstrukcí nesměla být snížena podjezdná výška. Nové konstrukce musely být založeny mimo ochranou konstrukci proti podzemní vodě.

2. Celková koncepce řešení

Vzhledem k přítomnosti alkalicko-křemičité reakce kameniva v betonu původního mostu investor rozhodl o úplné rekonstrukci 4kolejného mostu. Dále bylo rozhodnuto, že vpravo vedle mostu bude vybudován zárodek konstrukce šikmého přístupového chodníku na výhledové nástupiště a za ním bude vybudován nový jednokolejný most pro novou kolej.

V souladu s požadavky byly stanoveny stavební postupy s tím, že jako první dojde ke stavbě nové jednokolejné konstrukce spolu se zárodkem konstrukce šikmého přístupového chodníku. Poté, aby mohl být převeden dvoukolejný provoz mimo stávající 4-kolejný most, byla umístěna provizorní komorová konstrukce pro jednu kolej. Konstrukce jednokolejného mostu byla navržena jako ocelová plnostěnná s dolní mostovkou. Pro přeložení všech stávajících a uložení nových kabelových vedení bylo nutné nakonec umístit 6 multikanálů s 3×3 otvorů. Takový počet se na nový ocelový most nevešel, bylo tedy nutné navrhnout samostatnou kabelovou lávku.

Tím byla stávající 4kolejná konstrukce osvobozena od provozu a kabelových vedení čímž mohla být zahájena její komplexní přestavba.

Rekonstrukci řešeného křížení prováděla v letech 2020–2022 firma EUROVIA CS, a.s.

3. SO 02-34-02

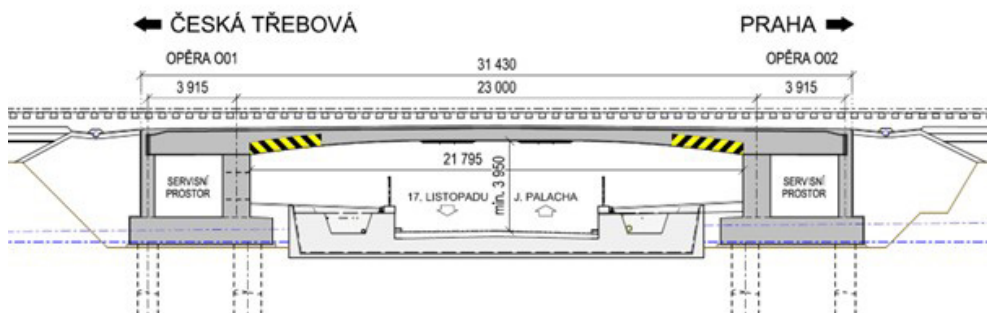
Navržen byl nový 4kolejný železniční most s rámovou nosnou konstrukcí se zabetonovanými nosníky vetknutými do železobetonových opěr založených hlubině. Nový most rozpětí 23,0 m je navržen tak, aby nebyla zasažena izolovaná vana silnice pod mostem. Navržená výška dolní hrany nosné konstrukce zachovává současnou volnou výšku podjezdu 3,93 m.

3.1 Mostní provizorium

Během provádění objektu bylo navrženo osazení provizorního mostu pro 1 provizorní kolej, která současně s novou kolejí na novém 1kolejném mostě (SO 02-34-07) zajistí dvojkolejný železniční provoz během výstavby. Pro dané místo bylo zvoleno mostní provizorium MP 24. Jedná se o ocelovou komorovou nosnou konstrukci s rozpětím 24 m dle MVL 917.

3.2 Nosná konstrukce (včetně spodní stavby a založení)

Nový mostní objekt je navržen jako hlubině založený a nezávislý na stávajících konstrukcích v podjezdu, což umožní případnou rekonstrukci prostoru v podjezdu ve výhledovém stavu.



Obr. 3 – SO 02-34-02 nový stav, podélný řez

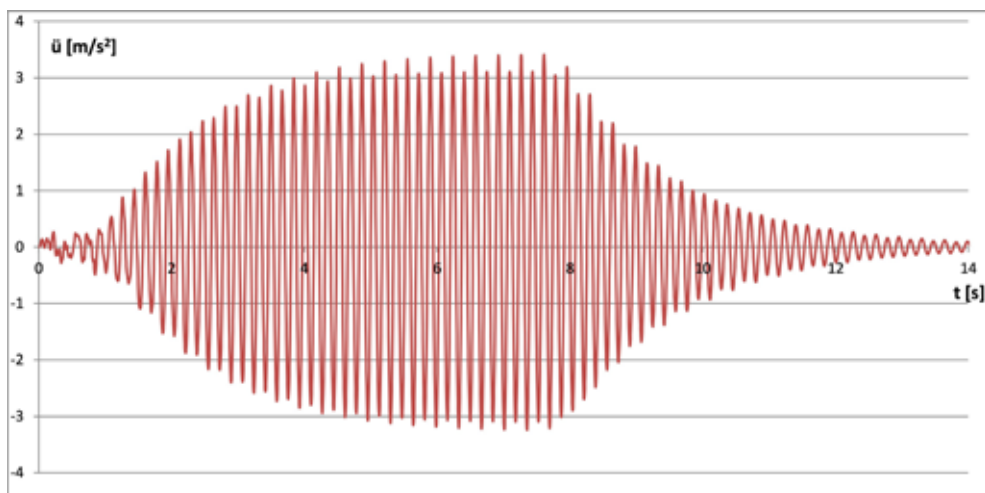
Zároveň umožňuje oddělení konstrukcí z hlediska správy. Situování spodní stavby nového mostu za stávající opěry umožňuje stavební práce v tomto prostoru za plného provozu v podjezdu.

Nový most je navržen jako polorámová ocelobetonová nosná konstrukce se zabetonovanými ocelovými nosníky. Dané poloze nových opěr odpovídá rozpětí středního pole 23,0 m.

Z výšky dolního okraje nosné konstrukce a TK přemostřované koleje vyplývá stavební výška 1,42 m, což znamená výšku konstrukce ZBN 0,68 m v polovině rozpětí. Nosná konstrukce je navržena s výškou betonu 100 mm nad ocelovými nosníky a s náběhy k opěrám.

3.3 Dynamická analýza

Vzhledem ke stlačené stavební výšce konstrukce nevyhovuje z hlediska mezí první vlastní ohybové frekvence a bylo nutné provést dynamickou analýzu. Maximální hodnotu svislého zrychlení vyvozuje vlak typu 8 (dle přílohy D ČSN En 1991-2) při rychlosti 102 km/h ($3,498 < 3,500$ [m/s²]; viz Obr. 4). Maximální hodnotu dynamického součinitele 2,76 (udyn/ustat) vyvozuje vlak typu 4 (dle přílohy D ČSN En 1991-2) při rychlosti 192 km/h.



Obr. 4 – Maximální zrychlení mostovky uprostřed rozpětí

4. SO 02-34-07

Předmětem stavebního objektu je stavba mostní konstrukce pro nově přidávanou kolej. Stavební objekt zahrnuje výstavbu ocelového železničního mostu, ocelové kabelové lávky, společné ŽB spodní stavby pro uložení ocelového mostu a kabelové lávky, ŽB spodní stavby pro uložení mostního provizoria (SO 02-34-02) a prvního dilatačního ŽB dílu konstrukce šikmého přístupového chodníku.

4.1 Spodní stavba

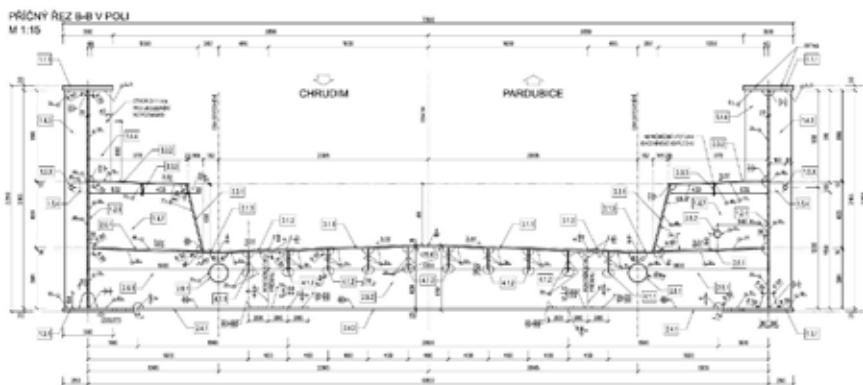
Spodní stavba objektu je tvořena opěrami O1 a O2, na kterých je uložen železniční most a kabelová lávka, opěrami provizorního mostu OPP1 a OPP2, nosnou konstrukcí šikmého přístupového chodníku C1 a úhlovou zdí u opěry O2. Nosné konstrukce překonávají komunikaci podjezdu šikmo pod úhlem $84,9^\circ$, aby mohli být konstrukce uloženy kolmo, jsou všechny opěry lichoběžníkového tvaru.

Společné opěry pro uložení železničního mostu a kabelové lávky jsou založeny na velkopříměrových vrtaných pilotách. Konstrukce přístupového chodníku je založena plošně a opěry provizorního mostu jsou založeny hlubíně na vrtaných mikropilotách.

4.2 Nosná konstrukce

Nosnou konstrukci jednokolejného mostu tvoří trémová ocelová konstrukce s dolní ortotropní mostovkou. Most je o jednom poli s rozpětím 23,5 m. Nosná konstrukce kříží šikmo překonávanou komunikaci pod úhlem $84,9^\circ$. Konstrukce jsou uloženy kolmo. Most se nachází ve staničním obvodu, a proto je na mostě je uplatněno VMP 3,0.

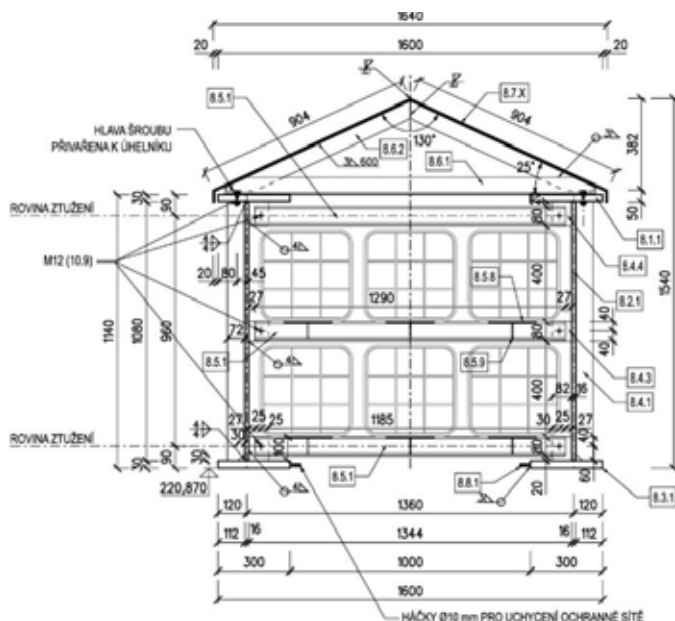
Statickým systémem je prostý nosník o rozpětí 23,5 m. Hlavní nosníky mají tvar nesymetrického svařovaného I profilu s konstantní výškou. Osová vzdálenost hlavních nosníků je 6,8 m. Výška hlavního nosníku je 2,25 m a vzhledem k rozpětí se jedná přibližně o $1/10,4$. Hlavní nosníky nahrazují zábradlí. Most má z důvodu dosažení požadované podjezdné výšky stlačenou výšku příčnicku na 650 mm v poli a 760 mm na opěře. Zesílením plechu mostovky a zvýšením příčnicku na opěře je dosaženo potřebné tuhosti podporového příčnicku nezbytné pro splnění přísného kritéria deformace na přechodu z konstrukce na opěru. Mostovka je navržena jako ortotropní s příčnými výztuhami tvaru obráceného písmene T a podélnými otevřenými výztuhami. Ocelová nosná konstrukce je navržena s nulovým podélným sklonem, ovšem s nadvýšením. Příčný sklon dna žlabu kolejového lože je 3,0 % směrem od středu k hlavním nosníkům, v ose odvodnění je provedeno úžlabí a příčný sklon 3,0 % se otáčí. Hmotnost konstrukce cca 92 t.



Obr. 5 – SO 02-34-07 nový stav, příčný řez

4.3 Kabelová lávka

Nosná konstrukce kabelové lávky se skládá ze dvou hlavních nosníků nesymetrického svařovaného I profilu s konstantní výškou. Z prostorových důvodů je stěna hlavních nosníků vyosena o 50 mm směrem ven. Lávka je navržena tak, aby převedla maximálně 2×3 devítikomorových kabelových multikanálů. Rozpětí konstrukce je 23,700 m. Příčle lávky, na kterých jsou uloženy multikanály jsou na základě požadavku správce navrženy z korozi-vzdorné oceli. Hmotnost konstrukce cca 23 t.



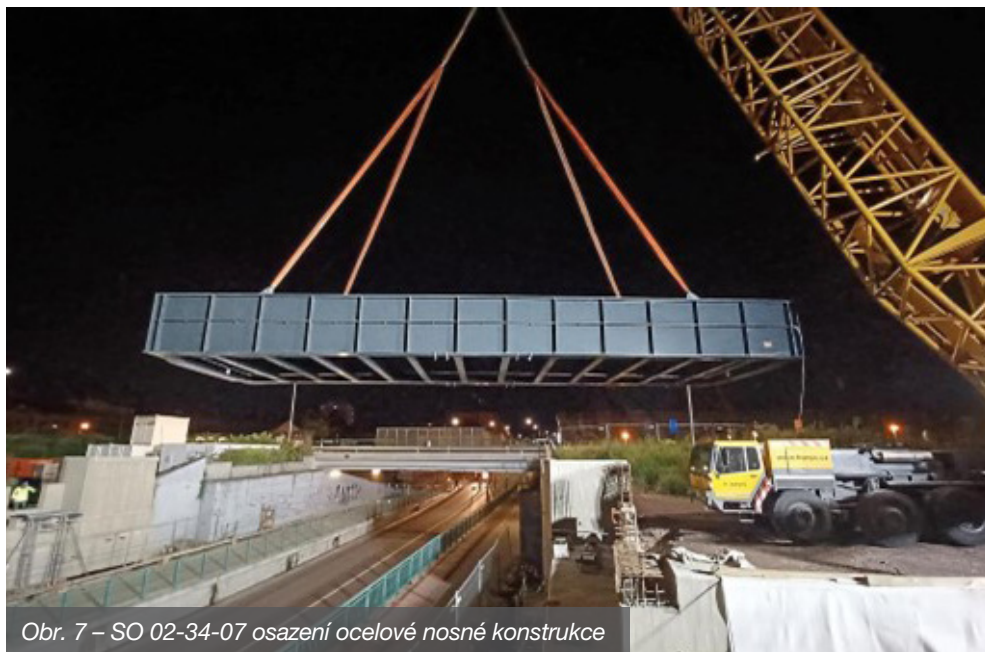
Obr. 6 – Kabelová lávka, příčný řez

4.4 Zárodek výstupu na výhledové nástupiště

Železobetonová konstrukce tvaru U s proměnou výškou stěn je navržena v celkové délce téměř 86 m. Konstrukce je členěna na sedm dilatačních dílců. Šikmý přístupový chodník zajišťuje bezbariérový přístup z podjezdu na výhledové nástupiště. Světlá šířka mezi stěnami chodníku je navržena 3,2 m.

V rámci tohoto objektu bude realizován pouze zárodek prvního dilatačního dílu s délkou 12 m. Realizace prvního dílu usnadní následnou dostavbu. Dostavba zbylých dílců je plánována ve výhledu během navazující stavby. Stěny konstrukce budou realizovány pouze pod úrovní terénu, tak aby mohla být konstrukce zasypána do doby dostavby. Dočasně bude nad zasypanou konstrukcí vedena provizorní trasa. Při dostavbě bude část stěn ubourána a provedeno napojení výztuže petlicovým stykem. Ve výhledovém stavu budou stěny vytaženy 1,1 m nad okolní terén a bude na nich umístěno zastřešení

5. Výstavba





Obr. 9 – SO 02-34-02 severní pohled na most před dokončením

6. Závěr

Díky výše zmiňované realizaci je možné v budoucnu téměř nezávisle na železničním provozu provést v případě potřeby přestavbu letité ale doposud stále funkční ochranné konstrukce proti podzemní vodě i s případným větším zahloubením komunikace znamenajícím zlepšení podjezdové výšky v podjezdu.

Ing. Pavel Jiříček, Ph.D.

SUDOP PRAHA a.s.

E-mail: pavel.jiricek@sudop.cz

Ing. Vít Prášek

SUDOP PRAHA a.s.

E-mail: vit.prasek@sudop.cz

Možnosti využití moderních měřících metod na železničních mostech

prof. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., Ing. Vojtěch Stančík, Ph.D.

Fakulta stavební ČVUT v Praze

1. Úvod

Předmětem příspěvku je prezentovat zkušenosti s využitím bezdrátové technologie snímačů a přenosů dat a bezkontaktního měření pro monitorování mostních konstrukcí. V rámci řešení dlouhodobého sledování Fakulta stavební aplikovala bezdrátové systémy měření na několik mostních konstrukcích. Z těchto aplikací lze shrnout určité zkušenosti a poznatky, které jsou v tomto článku shrnuty.

2. Popis systému bezdrátového přenosu dat

Pod pojmem „bezdrátový přenos dat“ lze chápat poměrně široký rozsah měřících aparatur a jejich vzájemného spojení. V praxi lze tyto systémy rozdělit na tři skupiny:

- Systém kabelového propojení metalickými kabely, popř. optickým vláknem, napojeným na měřící jednotku, kde jsou data následně odesílána přes LTE modem (obvykle LTE, 4G atd). Tento systém je tradiční a dlouhodobě používáný, a není předmětem příspěvku.
- Systém autonomních snímačů, vzájemně propojených bezdrátově (WiFi a analogické přenosy) ke Gateway, ta je obvykle napojena pomocí SIM karty opět na mobilní datovou síť.
- Zcela autonomní snímače, napojené na systémy IoT (Internet of Things). Zde jsou snímače napojeny na pásma NB-IoT (narrow band) Vodafone, LoRa (České radiokomunikace), SigFox.

2.1. Systémy využívající Gateway

V případě použití autonomních čidel napojených na Gateway je obvykle potřeba rozmístit snímače do vzdáleností desítek, max. jednotek stovek metrů od sebe tak, aby buď dosáhly přímo na bránu, nebo za pomoci vzájemné komunikace předaly data až na bránu. Významnou výhodou tohoto systému je možnost přenosu většího množství dat, a to při využití triggerovací jednotky (tedy spuštění na základě vnějšího impulsu) i měření v dynamickém módu. Konstantní měření v dynamickém módu je nereálné zejména s ohledem na spotřebu energie.

V současné době existuje několik výrobců, kteří v České Republice pracují na vývoji těchto systémů. V rámci projektu „Ověření technologie bezdrátového přenosu dat tenzometrického měření mostních konstrukcí v prostředí Správy železnic“ na něm pracuje například firma Boteq, která jej zkušebně ověřila na několika železničních mostech v ČR. Uvedený systém je v současné době v závěrečné vývojové fázi.

Mírně obdobný systém nabízí zahraniční společnost Senceive, ale v jejich případě nelze systém použít pro měření dynamických dat, je určena primárně pro statická měření v delším intervalu a neobsahuje triggerovou jednotku.

Ve fázi vývoje se obdobný systém nachází i u společnosti Statotest, kde jsou čidla k bráně napojena pomocí WiFi spojení.

Z hlediska konvenční technologie lze výhodné aplikace nalézt v těchto prostředích:

- kdy je třeba zajistit vyšší vzorkování, popřípadě docílit až dynamického měření,
- kdy není k dispozici dostatečný zdroj napájení klasické technologie,
- v případě prostředí, kde můžou metalické kabely indukovat nadměrné rušení,
- v případě menších měření, kde nemá ekonomický smysl používat rozsáhlé měřicí jednotky.

Systém měření pomocí Gatewaye je využit i v systému Senceive, kde byl řešitelem použit na statické zatěžovací zkoušce na mostech Soběslav-Doubí a na mostech v Adamově.

Průhyb mostu byl měřen jednak pomocí struny, ale s ohledem na těžký přístup byl průhyb příčniku bezkontaktně laserem. Výhodou bylo měření bez plošin a složitých výškových prací, za pomoci bezdrátových jednotek bylo měřeno i zatlačení ložisek.

2.2. Systémy distribuovaných senzorů

V případě použití zcela autonomních senzorů je měřicí jednotka napojena vždy ke snímači a komunikuje samostatně s cloudovým úložištěm, kde předává naměřená data. Toto spojení probíhá v oblasti IoT, což vylučuje měření dynamických dat. V zásadě lze měřit staticky, v intervalu desítek sekund až jednotek či desítek minut. Čím kratší interval, tím se zvyšuje spotřeba energie a snižuje životnost baterie. Při rozumném vzorkování cca 5-15 minut lze dosahovat životnosti v jednotkách let.



Obr. 1 – Laserový snímač, modul pro snímání dráhy a gateway systému Senceive



Obr. 2 – Záznam průhybu ze statické zatěžovací zkoušky

Z hlediska této technologie lze výhodné aplikace nalézt v těchto prostředích:

- Kdy je cílem statické měření dlouhodobých jevů,
- Kdy není k dispozici dostatečný zdroj napájení klasické technologie,
- V případě prostředí, kde mohou metalické kabely indukovat nadměrné rušení a snižovat kvalitu měření, nebo mohou být terčem vandalů či agresivních hlodavců,
- V případě menších měření, kde nemá ekonomický smysl používat rozsáhlé měřicí jednotky,
- Na rozsáhlých stavbách, kde délka kabeláže přesahuje přijatelné limity.
- Fakulta stavební ČVUT v Praze použila uvedenou technologii na několika významných stavbách, kde bylo primárním celkem sledovat interakci mostu a bezстыkové koleje, což je v zásadě statický jev. Jednalo se o stavby:

- Dlouhodobý monitoring mostů na TÚ 1701 České Velenice (mimo) – Benešov u Prahy (mimo), objekty SO 73-20-10, SO 73-20-13, SO 73-20-14, kde byla osazována čidla tenzometrická, snímače dilatace mostu a řídicí tyče a teploty,
- Dlouhodobý monitoring mostu na TÚ 1181 Rumburk (mimo) – Sebnitz (DBAG), ev. km 21,502 „Karolinino údolí“, kde byla osazována čidla tenzometrická, snímače dilatace mostu, koleje a teploty, přičemž na všech těchto stavbách byly využity měřící jednotky Statotest s.r.o., na druhé stavbě v kombinaci s konvenční technologií Dataaker. Hlavním důvodem zde byly výhody, spočívající:
- v nutnosti autonomního napájení a nedostupnosti zdroje elektrické energie,
- ve velké délce konstrukcí, komplikující tažení konvenční kabeláže,
- ve snímání statických veličin a minimalizace kabeláže v kolejovém loži.

Na následujících obrázcích jsou ukázány příklady osazení měřících jednotek na obou stavbách.

Měřící jednotky IoT jsou používány i na mostech ŘSD ČR, primárně pro měření rozevření spár mezi příčně dělenými dodatečně předpjatými prefabrikáty. Tato řešení byla vyvíjena přímo pro ŘSD ČR.



Obr. 3 – Ústředna připevněná pomocí permanentních magnetů na dolním líci NK

3. Popis systému bezkontaktního měření – DIC

Použití digitální korelace obrazu je měření možné ve více oblastech. První oblastí je měření přetvoření konstrukce. Pro tento účel je třeba provádět snímkování konstrukce z jednoho místa a na konstrukci mít nakreslenou dostatečně hustou síť bodů, nebo vytištěnou hustou síť drobných bodů. Porovnáním jejich vzdáleností je možno stanovit deformace a přetvoření konstrukce. Čím větší počet kamer a vyšší rozlišení je použit, tím větší přesnosti lze docílit. Maximální rozlišení se pohybuje okolo 20 μm , což v případě oceli odpovídá cca 4 MPa. V případě přirozeně hrubých materiálů lze někdy i vynechat provádění sítě bodů. Metoda byla ověřována v rámci projektu „Nové nedestruktivní diagnostické metody v oblasti

železničních mostů“, ale zejména následně na akcích Fakulty stavební systémem VIC 3D od firmy Correlated Solutions, který má fakulta k dispozici.

Využití lze nalézt pro mosty v terénu spíše pro měření deformací, ale lokálně i pro měření přetvoření v detailech.

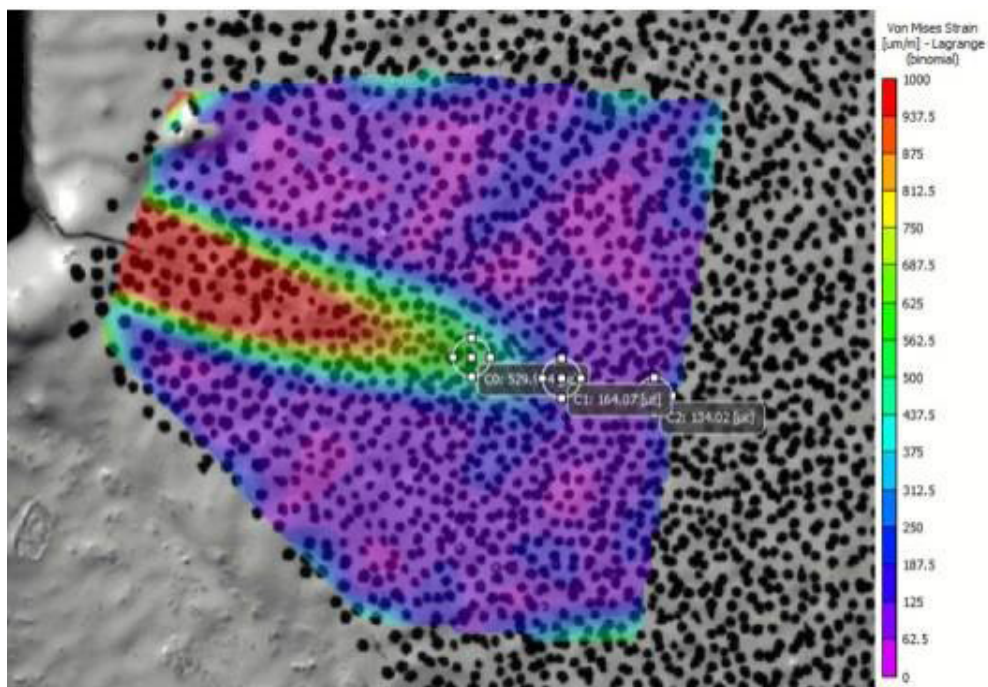
Výhody jsou zejména:

- lze měřit kolmo k záměře na velkou vzdálenost,
- lze měřit staticky i dynamicky,
- jednoduchá montáž odrazných desek, není nutný vstup pod most,
- lze měřit více bodů současně, i více kamerami.

Nevýhodou je zejména, že měření může ovlivnit kolísání světelných podmínek, vítr či vibrace podloží, pro vyloučení těchto vlivů je třeba dobrá příprava, pevný stativ a případně i přístřešek proti větru.

Metodika DIC byla použita např. ke sledování chování únavových trhlin na mostě přes ulici Olomoucká v Brně.

Metoda umožnila sledovat napětové pole v celé oblasti trhliny a prokázala její rozevírání a aktivní stav při zatížení mostu.



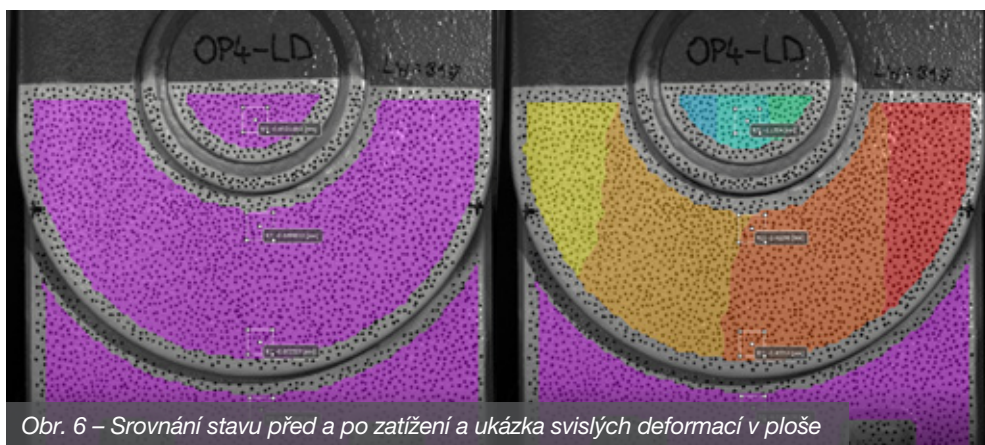
Obr. 4 – Poměrné přetvoření při zatížení trhliny

Další aplikace proběhla na zatěžovací zkoušce na mostě v Bohumíně Skřečoni, kde bylo sledováno deformační pole táhel. Metoda umožnila sledovat posuny a natočení v celé ploše táhla a čepu.

Třetí aplikace proběhla na mostě ve Vranovicích, kde bylo úkolem měřit deformaci středního pole přes vodoteč. Hloubka vodoteče neumožnila použití strun a klasických snímačů, a terén vyloučil i radarovou interferometrii. Proto byla použita metoda DIC jako jediná dostupná možnost měření. Tato metoda se osvědčila i pro vzorkování 50 Hz.



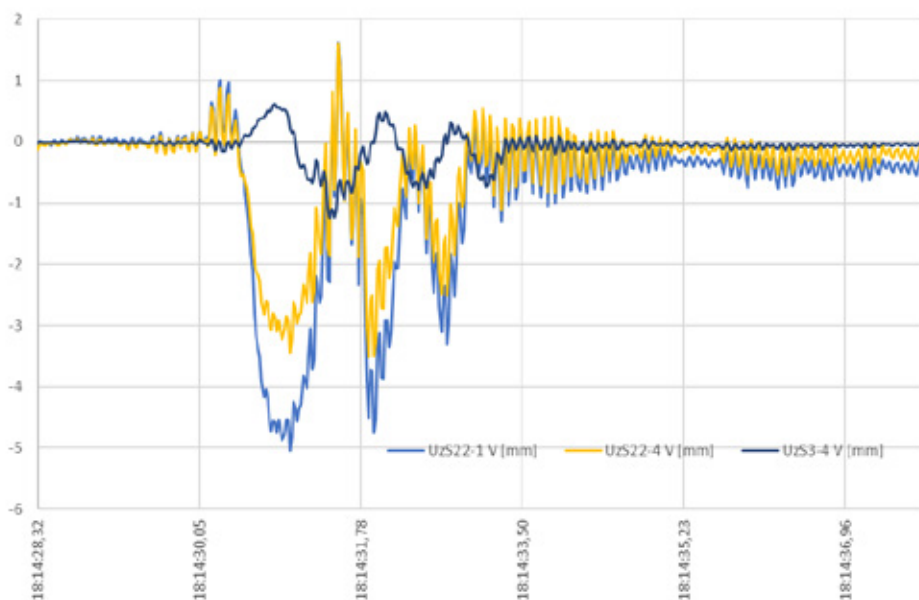
Obr. 5 – Sestava měření na táhle



Obr. 6 – Srovnání stavu před a po zatížení a ukázka svislých deformací v ploše



Obr. 7 – Osazení odrazných desek (CDT SŽ) a měřící sestava ve Vranovicích



Obr. 8 – Záznam měření průhybu při přejezdu mostu

4. Závěr

Závěrem lze konstatovat, že výše uvedené možnosti měření zjednodušují aplikaci systémů dlouhodobého monitoringu a měření železničních mostů a rozšiřují možnosti jeho aplikace i ve větším rozsahu, než bylo obvyklé. Samotné měření bezdrátovou a bezkontaktní technologií není cílem, ale je v zásadě další a pro některé případy vhodnější metodou měření. Pro jiné aplikace může být i nadále vhodnější použití konvenční technologie, či metod na bázi optických vláken.

Nezbytnou podmínkou každého monitoringu je ale jeho správný a kvalifikovaný návrh, vycházející z numerické analýzy mostu. Tento návrh je zcela klíčový pro kvalitu získaných

dat. Nevhodná lokalizace čidel, nevhodné typy snímačů mohou snadno zcela zničit jakékoliv výsledky sledování. V naší praxi se osvědčuje spolupráce projektanta, měřící organizace, výrobce čidel a odborného zázemí Fakulty stavební.

Další esenciální součástí je pak analýza a vyhodnocení dat ve srovnání s výše uvedenými modely. Tato analýza by neměla spočívat jen v zobrazení grafů a průběhů veličin (což se bohužel občas objevuje), ale výsledky analyzovat ve srovnání s modely a v určitých intervalech provádět i podrobnější analýzy dat.

Na analýzu dat je pak velmi účelné navazovat i další pokročilé výpočty, které vedou například ke zjištění tuhostních parametrů kolejového lože, chování řídicí tyče, vlivu teploty či degradace a přerozdělení namáhání v chování mostu. Tyto analýzy jsou náročné, ale jejich výstupy jsou v zásadě hlavním cílem sledování konstrukcí. Na fakultě stavební na sběr dat často nad rámec zakázek navazují různé disertační či diplomové práce, jejichž výsledky pak pomáhají při návrhu konstrukcí a jsou dále prezentovány odborné veřejnosti.

Poděkování

Příspěvek byl vypracován v rámci řešení projektu „Identifikace a monitoring progresivní korozní i nekorozní degradace ocelových mostů pomocí platformy IoT“.

prof. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D. a kol.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební
Tel.: +420 602 250 860
E-mail: pavel.ryjacek@fsv.cvut.cz

Požadavky na podrobnost projektové dokumentace ve světle reálného provádění staveb

Ing. Radek Vašátko, Ph.D., Ing. Petr Nehasil, Mott MacDonald CZ, spol. s r.o.

1. Úvod

Příspěvek se zabývá aktuálními požadavky Správy železnic s.o. na podrobnost projektové dokumentace ve fázi přípravy staveb konvenčních tratí z pohledu projektanta a dává je do kontrastu s realitou při provádění staveb. Příspěvek je zaměřen jak na obecnou rovinu, tak na konkrétní zkušenosti autorů příspěvku z pozice autorského dozoru na stavbách. Dále příspěvek uvádí základní požadavky na jednotlivé stupně projektové přípravy a jejich souvislosti s novou směrnici SM011.

2. Požadavky na rozsah dokumentace

2.1 Předpisy

Požadavky na rozsah dokumentace staveb Správy železnic, s.o. jsou obecně dány Směrnicí č. 11, která byla v roce 2022 aktualizována. Předchozí verze Směrnice č. 11 pocházela z roku 2006. Ta specifikovala několik stupňů dokumentace, z nichž se v projektové přípravě nejčastěji využívaly dva – Přípravná dokumentace (PD) a Projekt (P). Přípravná dokumentace (PD) sloužila pro územní řízení, dokumentace ve stupni Projekt (P) plnila funkci dokumentace pro stavební povolení, zadávací dokumentace pro výběr zhotovitele a dokumentace pro vlastní zhotovení stavby.

Nová směrnice SM011 definuje více stupňů dokumentace a uvádí je do souladu s Vyhláškou č. 146/2008 Sb. o rozsahu a obsahu projektové dokumentace dopravních staveb a Vyhláškou č. 499/2006 Sb. o dokumentaci staveb ve znění pozdějších předpisů. Směrnice zavádí mj. tyto stupně dokumentace: Dokumentace pro územní řízení (DÚR), Projektová dokumentace pro společné povolení (DUSP), Projektová dokumentace pro

stavební povolení (DSP), Projektová dokumentace pro provádění stavby (PDPS) a Realizační dokumentace stavby (RDS).

Tato změna Směrnice č. 11 je z pohledu autorů příspěvku velmi přínosná nejen z toho pohledu, že sjednocuje stupně projektové dokumentace s platnou legislativou a dalšími veřejnými investory, ale také více odpovídá potřebám procesu přípravy a realizace staveb.

2.2 Požadavky na podrobnost dokumentace

V projekční praxi železničních staveb se často setkáváme s neúměrnými požadavky na podrobnost dokumentace, a to především ve stupni Projekt (P), u kterého se požaduje, aby plnil současně několik funkcí. Nejproblematictější je zřejmě funkce realizační dokumentace stavby. Autoři příspěvku jsou toho názoru, že realizační dokumentace stavby by obecně měla zohledňovat technologické možnosti, vybavení a preference vybraného zhotovitele stavby. Je tedy k zamyšlení, zda má význam v projektové přípravě ještě před výběrem zhotovitele rozpracovávat dokumentaci do podrobnosti vyžadované v současné době. Markantní je rozdíl zejména ve srovnání se silničními stavbami. Autoři příspěvku jsou přesvědčení, že právě nová Směrnice SM011 by v tomto ohledu mohla přinést změnu. Po výběru zhotovitele se velká část úprav a změn projektů během realizace stavby provádí v rámci autorského dozoru. To přináší problémy především z hlediska plánování projekčních kapacit AD, kdy se očekává, že projektant dodá změnu projektu v co nejkratším možném čase s ohledem na již naplánované, nebo běžící kolejové výluky. Většinou ale autorský dozor předem nepočítá (a nemůže počítat) s takovým objemem práce a následně se dostává do ještě většího časového tlaku, kdy musí řešit současně několik různých projektů. To následně vede k přetížení projektantů a následně k chybám a poklesu celkové kvality projektové dokumentace.

Dalším příkladem může být, že je často (s dobrým úmyslem) vyžadováno, aby se informace opakovaly v dokumentaci na různých místech. Podle názoru autorů příspěvku vede toto opakování údajů k nepřehlednosti dokumentace a ke zbytečným chybám. Typickým příkladem je, že stejný údaj se v dokumentaci vyskytuje např. na 6 různých místech (např. třídy použitých betonů), při změně řešení (např. v rámci připomínek) se údaj opraví jen na 5 místech. Jediný neopravený je pak ten, který si na staveništi zhotovitel vybere a použije ho. Na zahraničních projektech, na kterých autoři pracují, je opakované uvádění stejných informací vnímáno jako vada projektu a je vyžadováno jejich odstranění, a to právě z důvodu případných revizí dokumentace, kdy existuje riziko, že bude informace opravena jen v části dokumentace. Zhotovitel by měl být schopen pracovat s dokumentací jako celkem a informace si v dokumentaci vyhledávat.

Jako zásadní vidí autoři také problematiku vzorových listů a dalších předpisů – většina z nich bohužel není volně dostupná online (jak je zavedeno v oboru pozemních komunikací). Spousta typických detailů používaných na drážních stavbách navíc není ve vzorových listech obsažena. To vede k tomu, že na každém projektu a na každém stavebním objektu je požadováno rozkreslení všech detailů. Tyto detaily se pak na různých stavbách mírně liší, a to v závislosti na konkrétním projektantovi a konkrétním zástupci Správy železnic, který dokumentaci projednává a připomínkuje. Nelze se vyhnout srovnání se Vzorovými listy

staveb pozemních komunikací VL4 Mosty. V těchto vzorových listech je obsažena většina detailů, které se na mostech pozemních komunikací vyskytují, což má několik výhod pro investora, správce i projektanta. Výhodou pro investora je, že funkčnost detailů je díky tomu dlouhodobě ověřována, a pokud se zjistí nefunkčnost, je možné vzorové listy revidovat, vydat a tím se zajistí jejich správné provedení na dalších projektech. Výhodou pro správce objektů je, že jsou detaily unifikované, a proto je jejich údržba efektivnější. Výhodou pro projektanta je, že nemusí každý detail rozkreslovat, ale stačí se odkázat na konkrétní vzorový detail, což vede k úspoře času při zpracování dokumentace. Ušetřený čas poté může projektant využít např. na zlepšení celkového návrhu mostu, na řešení netypických detailů apod.

Často je při projednávání dokumentace vyžadováno rozkreslení dalších a dalších detailů s odůvodněním, že jiný projektant na jiném projektu požadovaný detail nakreslil, nebo že dokreslení detailu požadoval na jiném projektu úředník, a proto bychom ho na tomto projektu měli nakreslit taky. Setkáváme se také s odůvodněním, že na jiné, již hotové stavbě, se detail na stavbě provedl nesprávně, resp. je nefunkční. To je příkládáno nedostatečné podrobnosti dokumentace stavby. Autoři příspěvku jsou naopak přesvědčeni, že většina problémů nastává nedostatečnou kázní na stavbě a často také tím, že zhotovitel nemá dokumentaci na stavbě k dispozici. Zde se opět také vracíme k problematice volně dostupných vzorových listů a detailů, které by mohly alespoň část těchto problémů odstranit.

Samostatně bychom chtěli zmínit dokumentaci propustků. Běžně má dokumentace SO propustku ve stupni Projekt(P) zpracovaná podle požadavků přibližně 8–10 příloh, pokud se jedná o propustek s koncovými šikmými troubami. Pokud je propustek ukončen šachtami nebo železobetonovými čely, dokumentace nabude minimálně o dva další výkresy pro každý konec propustku. Dostáváme se tedy k počtu až 14 příloh pro jeden propustek. Pokud se jedná o atypický prefabrikát, přibývá pak ještě statický výpočet prefabrikátu a výkres jeho výztuže. Autoři příspěvku jsou přesvědčeni, že v případě propustků existuje prostor pro redukci rozsahu projektové dokumentace, kdy by její část (u typických propustků) bylo možné opět řešit pomocí vzorových výkresů. Opět se nabízí srovnání se silničními stavbami, kdy se typické propustky v zadávací dokumentaci běžně řeší jako součást objektu silnice a každému je vyhrazena většinou jedna příloha dokumentace. V globálním měřítku, zejména na stavbách většího rozsahu, by se jednalo o významnou časovou a finanční úsporu.

2.3 Připomínkové řízení

Samostatnou kapitolou je připomínkové řízení, kde vzniká řada požadavků na doplnění a zpodrobnění dokumentace. Setkáváme se s tím, že v rámci připomínkového řízení obdržíme ke každému mostnímu objektu až několik stran připomínek. Přes veškerou snahu projektantů, vzhledem k počtu a povaze připomínek, projekčním kapacitám a omezenému času, je velké riziko, že se všechny připomínky nezpracují do všech příloh dokumentace. Ještě složitější pak situace je, pokud se změny dotýkají i souvisejících SO a PS. Na připomínky nelze tedy vzhledem k výše uvedenému pohlížet pouze tak, že vedou vždy jen ke zlepšení výsledného díla. Naopak někdy mohou vést i k rozporům v dokumentaci. Setkáváme se také s tím, že si připomínky jednotlivých odborů odporují. Při projednání připomínek se pak občas strhne diskuze mezi zástupci zadavatele, a nakonec někdy ani nedojde ke shodě, zda a jak danou připomínku zapracovat. Často se také zapomíná na to,

že projektant, který dokumentaci autorizuje, je ten, který zodpovídá za správnost návrhu. Stává se, že v rámci připomínek je projektant nucen akceptovat řešení, o jehož správnosti není zcela přesvědčen.

Oblíbeným, a ne zcela výjimečným požadavkem je změna celkové koncepce řešení až při závěrečném projednání nebo dokonce až v připomínkovém řízení ve stupni Projekt. Na argumenty projektanta, že koncepce byla už projednána na přechozích jednáních, a že je to tak uvedené i v záznamu z jednání, nebývá brát zřetel. Nejednou se autoři příspěvku setkali s reakcí zástupců zadavatele, že to, co je uvedeno v záznamu z porad, není podstatné. Téměř vždy lze nalézt alternativní technické řešení ať už srovnatelné nebo lepší. V pokročilé fázi projektové přípravy je však nutné zohledňovat i časové a finanční dopady alternativních řešení.

3. Zkušenosti z realizace staveb

Tato kapitola se věnuje konkrétním příkladům z realizace drážních staveb. Na těchto případech se autoři příspěvku demonstrují kontrast mezi požadavky na projektovou dokumentaci a na samotnou realizaci staveb, resp. na to, že sebepodrobnější dokumentace nemůže vyřešit problémy, které vznikají během realizace staveb.

Příklad č. 1: Zhotovitel volá projektantovi, že z výkresu tvaru není jasná poloha niky ve stěně. Projektant přeruší rozdělanou práci, podívá se na projekt, který zpracoval před dvěma (nebo i deseti) lety a sdělí zhotoviteli, že výkres tvaru je rozdělen na dva výkresy (překvapivě číslované xx.1 a xx.2) a na druhém výkresu je všechno jasně vidět. Poté se projektant vrací k rozdělané práci a doufá, že udrží původní myšlenku a nezapomene na některý výše zmiňovaný 6x opakovaný údaj v dokumentaci.

Příklad č. 2: Projektant dostane výzvu k účasti na místním šetření nad rozpracovanou betonářskou výztuží. Po příjezdu je pracovníkem zhotovitele dotázán, zda má s sebou výkresy. Po udivené reakci a dotazu, podle čeho se stavba realizuje, se pracovník vydává hledat dokumentaci.

Příklad č. 3: Po odkrytí konstrukce se zjistí, že skutečné provedení neodpovídá dochované archivní dokumentaci. Všechny dopodrobna vykreslené a popsané části projektu se odloží, a vzhledem k prakticky nulovému časovému prostoru na změny dokumentace se téměř na místě vymyslí a načrtne řešení. Podrobnější zkruslení se objeví (někdy) až v dokumentaci skutečného provedení.

4. Závěr

Tento příspěvek se zabýval požadavky na podrobnost dokumentace a jeho cílem bylo mj. přiblížit ostatním účastníkům (především investorovi a zhotoviteli) subjektivní pohled projektanta na proces přípravy a realizace staveb. Přestože autoři vědí, že projekty nikdy nejsou bezchybné a vždy je v nich prostor pro zlepšení, jsou toho názoru, že často je chyba systému nebo chyba na stavbě přisuzována nedostatkům v projektu.

Klient má samozřejmě právo požadovat podrobnost podle svého uvážení. Velká podrobnost a komplikovanost dokumentace však znamená delší čas a tím i náklady na zpracování, bylo by proto vhodné zvážit efektivitu současných požadavků.

Autoři věří, že tento článek pomůže rozproudit diskuzi o tom, jak dosáhnout našeho společného cíle – efektivní přípravy a realizace drážních staveb.

Ing. Radek Vašátko, Ph.D.

Mott MacDonald CZ, spol. s r.o.

Tel.: +420 607 535 650

radek.vasatko@mottmac.com

Ing. Petr Nehasil

Mott MacDonald CZ, spol. s r.o.

Tel.: +420 728 135 290

petr.nehasil@mottmac.com